

Hans Wiese

DOKUMENTATION VON VERSUCHEN ZUR MITWIRKENDEN PLATTENBREITE AN PLATTENBALKEN

Dr.-Ing. Hans Wiese
c/o Institut für Massivbau
Prof. Dr.-Ing. Manfred Curbach
Fakultät Bauingenieurwesen
Technische Universität Dresden
D-01062 Dresden

Bitte nutzen Sie beim Zitieren immer die folgende persistente URN:
[urn:nbn:de:swb:14-1184152680776-24529](https://nbn-resolving.org/urn:nbn:de:swb:14-1184152680776-24529)

©2007 Technische Universität Dresden

Alle Rechte vorbehalten. Nachdruck, auch auszugsweise, nur mit schriftlicher Genehmigung des Herausgebers.

Text und Abbildungen wurden mit größter Sorgfalt erarbeitet. Die Autoren können jedoch für eventuell verbliebene fehlerhafte Angaben und deren Folgen weder juristische Verantwortung noch irgendeine Haftung übernehmen.

Die Wiedergabe von Warenbezeichnungen, Handelsnamen oder sonstigen Kennzeichnungen in diesem Buch berechtigt nicht zu der Annahme, daß diese von jedermann frei benutzt werden dürfen. Vielmehr kann es sich auch dann um eingetragene Warenzeichen oder sonstige gesetzlich geschützte Kennzeichen handeln, wenn sie als solche nicht eigens markiert sind.

Satz: Diese Broschüre wurde mit dem Satzsystem L^AT_EX gesetzt.

Druck:

Bindung:

Als Ergänzung für die Lehrbriefe des Instituts für Massivbau zu den Grundlagen des Stahlbetons (Teil 1 und 3 sowie Übungen Teil 1 bis 3) [18] werden hier Bilder von Versuchsreihen vorgestellt, die am Lehrstuhl für Stahlbeton, Spannbeton und Massivbrücken der TH/TU Dresden, aus dem das heutige Institut für Massivbau hervorging, innerhalb verschiedener Forschungsarbeiten von 1956 bis 1965 entstanden. Neben dem Einblick in die damaligen Arbeitsweisen und Möglichkeiten sind vor allem die zahlreichen Bruchbilder geeignet, sich in das Tragverhalten des Stahlbetons hineinzudenken.

Diese Überlegungen gaben den Ausschlag dafür, das vorhandene Bildmaterial noch einmal zu ordnen und mit kurzen Erläuterungen zu versehen, um es so nochmals für Lehre und Forschung nutzbar zu machen.

Dresden, im Juni 2007

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	5
2	Modellversuche an Gipsmodellen	7
2.1	Versuche im DAMW Dresden 1959	7
2.2	Versuche am Lehrstuhl von 1960 bis 1961	11
2.3	Bildnachweis zum Abschnitt 2	15
3	Versuchsreihe „Durchlaufende Plattenbalken“	17
3.1	Hinweise zur Meßtechnik und zur Darstellung der Ergebnisse	17
3.1.1	Meßtechnik	17
3.1.2	Ergebnisse	17
3.2	Herstellung und Versuch	17
3.2.1	Schalung	19
3.2.2	Bewehrung	21
3.2.3	Betonieren	26
3.2.4	Auflagerung der Modelle	30
3.2.5	Belastung der Modelle	30
3.2.5.1	Linienlasten	33
3.2.5.2	Flächenlasten	40
3.2.6	Versuchsablauf	47
3.3	Versuchsergebnisse	47
3.3.1	Rechteckbalken	47
3.3.2	Einstegige Plattenbalken unter Flächenlast	50
3.3.3	Zweistegige Plattenbalken unter Linienlast	51
3.3.4	Zweistegige Plattenbalken unter Flächenlast	52
3.3.5	Ausgewählte Detailpunkte	55
3.3.6	Bruchbilder der Versuchskörper	59
3.4	Bildnachweis zum Abschnitt 3	59
4	Zusammenfassung	77
5	Literaturverzeichnis	79

1 Einleitung

Die Forschungsberichte der am damaligen Lehrstuhl für Stahlbeton, Spannbeton und Massivbrücken (jetzt Institut für Massivbau) der TH bzw. TU Dresden im Zeitraum 1956 bis 1965 durchgeführten Versuche zur mitwirkenden Plattenbreite sind leider nicht erhalten. Es liegt jedoch umfangreiches Bildmaterial vor, das u. U. als Anregung oder auch zu Lehrzwecken genutzt werden kann und aus diesen Gründen noch einmal hier aufbereitet werden soll.

Zuerst werden die Zusammenhänge kurz erläutert werden, aus denen heraus die Bilder entstanden. Weiterhin wird auf die Veröffentlichungen verwiesen werden, in denen die Versuchsergebnisse vorgestellt wurden.

Seine Erkenntnisse über die mitwirkende Plattenbreite bei T-Querschnitten aus Stahlbeton legte BRENDDEL in [5] und [6] dar. Diese beruhten auf den Versuchen nach Abschnitt 2.1 und wurden dann entsprechend dem Versuchsprogramm nach [2] mit den Versuchen nach Abschnitt 2.2 überprüft. Die Versuchsergebnisse sind ausführlich im CEB-Bericht [4] dargestellt, kurz gefaßt von BRENDDEL in [7].

Da sich jedoch der Einfluß der Rißbildung an Gipsmodellen nicht darstellen ließ, wurde versucht, zur Kostensenkung einen Beton mit feinerem Korngerüst (Größtkorn 3 mm) herzustellen, der Modelle aus Beton zuließ. Das Ergebnis dieser Bemühungen wird von PAUL & WIESE in [10] beschrieben. Eine erste Anwendung in großem Umfang war das in [8] beschriebene Forschungsvorhaben. Die davon erhaltenen Bilder werden im Abschnitt 3 vorgestellt und erläutert.

Ziel des Forschungsvorhabens [8] war es, die Auswirkungen der Rißbildung auf die mitwirkende Plattenbreite und auf die Biegesteifigkeit von T-Querschnitten zu überprüfen.

Im Einzelnen wurde untersucht:

- *Der Einfluß der Rißbildung auf die mitwirkende Plattenbreite*

Während bei positiven Momenten die Rißbildung in den Stegen keine Auswirkungen auf die Größe der mitwirkenden Plattenbreite hat, wurden von der Rißbildung in der Platte am Anschluß an die Stege durch das Stützmoment in der Platte große Einflüsse erwartet. Deshalb wurden drei Modellreihen (siehe Bild 3.1) sowohl unter Linienlasten (dabei keine Rißbildung in der Platte am Steganschluß) als auch unter Flächenlasten (mit Rißbildung an dieser kritischen Stelle) geprüft.

- *Der Einfluß der Rißbildung auf die Biegesteifigkeit der Balken*

Die Verringerung der Biegesteifigkeit der Balken durch die Rißbildung führte zu größeren Durchbiegungen. Die Ergebnisse wurden zur Überprüfung neu abgeleiteter Formeln verwendet. Die unterschiedlichen Steifigkeitsänderungen im Feld und über der Stütze führen zu Momentenumlagerungen. Diese wurden durch die Messung der Auflagerkräfte kontrolliert.

- *Auslagerung der Bewehrung*

Es wurde ansatzweise untersucht, inwieweit die Stützenbewehrung der Stege in die mitwirkende Plattenbreite über der Stütze ausgelagert werden kann. Im Ergebnis wurde festgestellt, daß alle Bewehrung im Bereich der mitwirkenden Plattenbreite für den Steg wirksam ist, wobei zu beachten ist, daß durch die Wirkung der Stützkraft als Einzellast die mitwirkende Plattenbreite gegenüber dem Feld eingeschnürt wird. Dieser Vorschlag wurde in der DDR-Zeit weitgehend akzeptiert.

Die Ergebnisse der Versuche wurden ausführlich in [9], kurz gefaßt in [11] (zur mitwirkenden Plattenbreite) und [12] (zur Biegesteifigkeit) beschrieben.

2 Modellversuche an Gipsmodellen

2.1 Versuche im DAMW Dresden 1959

Im Rahmen des Forschungsauftrages „Traglastverfahren (Rißbalken)“ wurden im Deutschen Amt für Material- und Warenprüfung (DAMW) Dresden im Jahre 1956 auch einsteigige Plattenbalken aus Stahlbeton mit den Querschnitten nach Bild 2.1 und einheitlicher Stützweite $l = 4,00$ m geprüft (DAMW-Prüfzeugnisse 56/5016 und 56/5016a). Die Querschnittsangaben wurden dem CEB-Bulletin Nr. 8 [1], Bild 16 auf Seite 29 entnommen. Von diesen Versuchen sind aber nur die Bruchbilder Bild 2.3(a) bis 2.6(a) (siehe auch Bild 7 bis 12 in [6]) erhalten. Bild 2.2 stellt zwei Versuchskörper mit unterschiedlicher Plattenbreite unter mittiger Einzellast gegenüber.

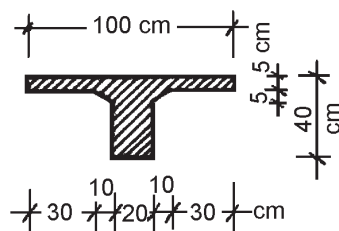
Im Rahmen der Arbeiten für den CEB-Arbeitskreis 9 „T-Balken“ wurden dann 1959 an gleicher Stelle Gipsmodelle geprüft, die den großen Stahlbetonbalken maßstabsgerecht 1 : 10 entsprechen, um zu prüfen, ob die großen Stahlbetonbalken (Bilder 2.3(a) bis 2.6(a)) durch preiswertere und leichter zu handhabende Gipsmodelle ersetzt werden können (Bilder 2.3(b) bis 2.6(b)). Tabelle 2.1 zeigt die Zuordnung der Querschnitte und Belastungen zu den Versuchskörpern.

Tabelle 2.1: Zuordnung der Versuchskörper zu den Querschnitten und Belastungen

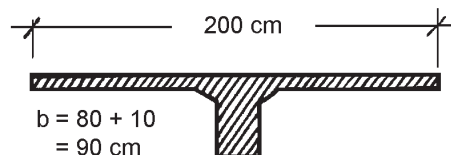
Querschnitt nach Bild	Lastart	Stahlbetonbalken	Gipsmodell
2.1(a)	mittige Einzellast	II/1/1 und 2	4
	mittige Einzellast	II/2/1 und 2	
	verteilte Belastung	II/5/1 und 2	VI
2.1(b)	mittige Einzellast	II/3/1 und 2	3
	mittige Einzellast	II/4/1 und 2	
	verteilte Belastung		V

Bei den Stahlbetonbalken wurde die verteilte Belastung durch acht Einzellasten in den $l/9$ -Punkten angenähert, zu den Gipsmodellen liegen keine Angaben mehr vor.

Aus der Gegenüberstellung der Bruchbilder von Original (jeweils Teilbild a) und Modell (jeweils Teilbild b) in den vorgenannten Bildern geht hervor, dass mit Gipsmodellen der Zustand II des Stahlbetons nicht korrekt modelliert werden kann. Bei den Gipsmodellen bildete sich ein nur einseitiges Rißbild aus. Außerdem trat der Bruch durch Verbundversagen ein, nicht wie bei den Originalen aus Stahlbeton durch Erreichen der Streckgrenze in der Bewehrung. Diese entscheidenden Abweichungen führten zur Entwicklung eines Feinkornbetons als Modellwerkstoff.



(a) Querschnitt 1

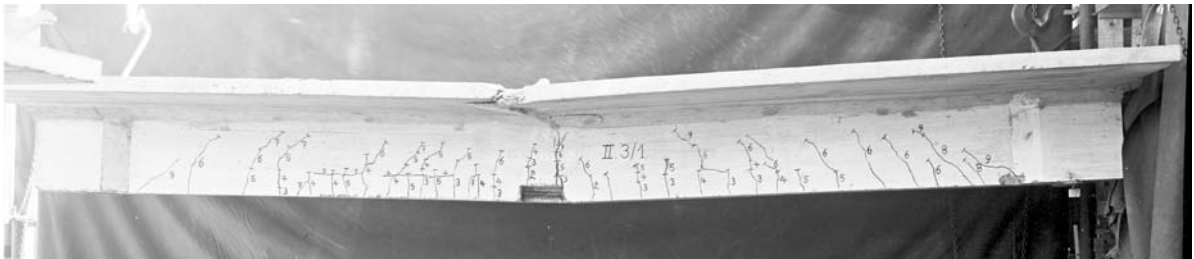


(b) Querschnitt 2 (nicht angegebene Maße wie für Querschnitt 1)

Bild 2.1: Querschnitte der untersuchten Plattenbalken. Für die Gipsmodelle gelten die Maße in Millimeter.



(a) Stahlbetonbalken II/2/1 mit Querschnitt nach Bild 2.1(a)

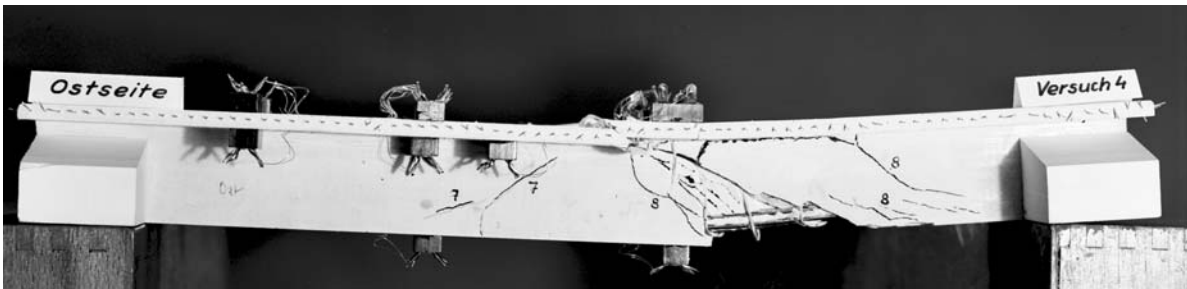


(b) Stahlbetonbalken II/3/1 mit Querschnitt nach Bild 2.1(a)

Bild 2.2: Stahlbetonbalken mit unterschiedlicher Plattenbreite unter mittiger Einzellast



(a) Stahlbetonbalken II/1/2

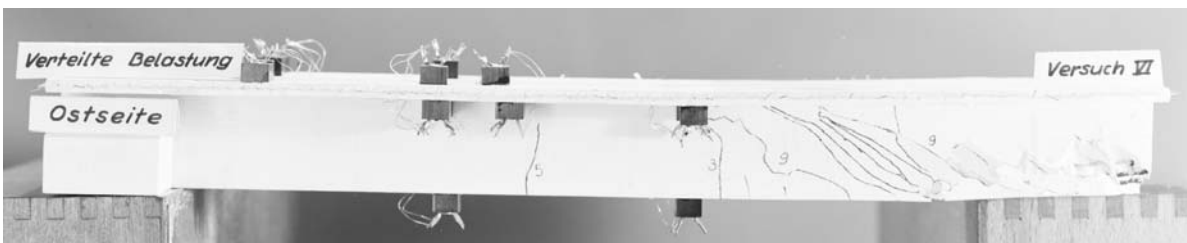


(b) Gipsmodell 4

Bild 2.3: Versuchskörper mit Querschnitt nach Bild 2.1(a) unter mittiger Einzellast



(a) Stahlbetonbalken II/5/1

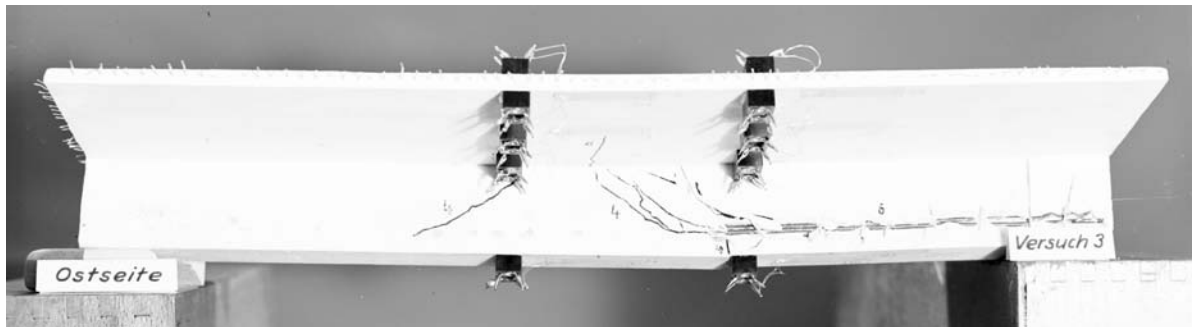


(b) Gipsmodell VI

Bild 2.4: Versuchskörper mit Querschnitt nach Bild 2.1(a) unter verteilter Belastung

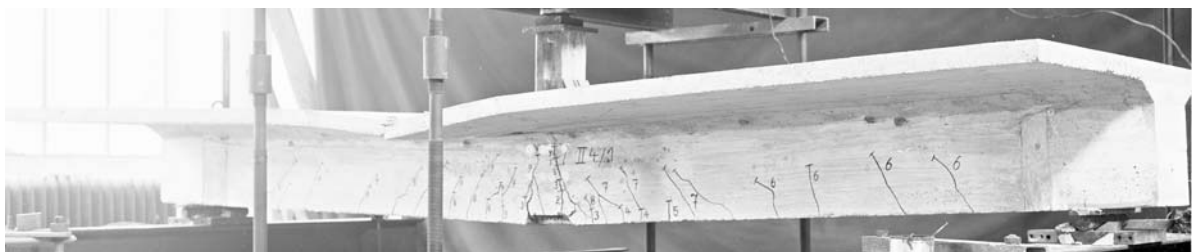


(a) Stahlbetonbalken II/3/1

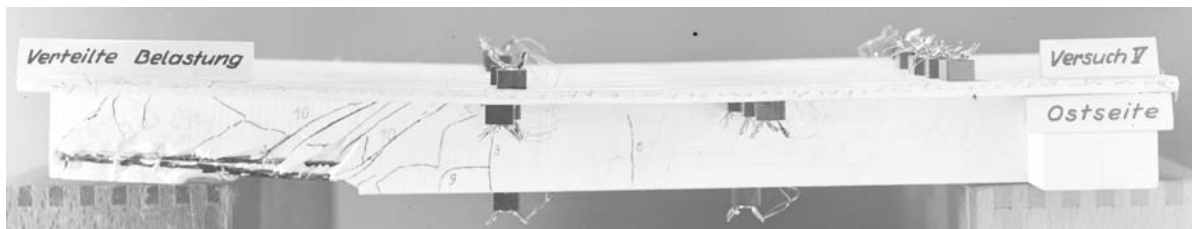


(b) Gipsmodell 3

Bild 2.5: Versuchskörper mit Querschnitt nach Bild 2.1(b) unter mittiger Einzellast



(a) Stahlbetonbalken II/4/1 unter mittiger Einzellast



(b) Gipsmodell V unter verteilter Last

Bild 2.6: Versuchskörper mit Querschnitt nach Bild 2.1(b) aber unter unterschiedlicher Belastung

2.2 Versuche am Lehrstuhl von 1960 bis 1961

Zuvor wurden die Erkenntnisse von BRENDDEL entsprechend dem Versuchsprogramm nach [2] an zwei-stegigen Gipsmodellen überprüft. In Bild 2.7 sind die untersuchten Versuchskörper, in Bild 2.8 die Lastanordnungen für die zweifeldrigen Versuchskörper J und K dargestellt.

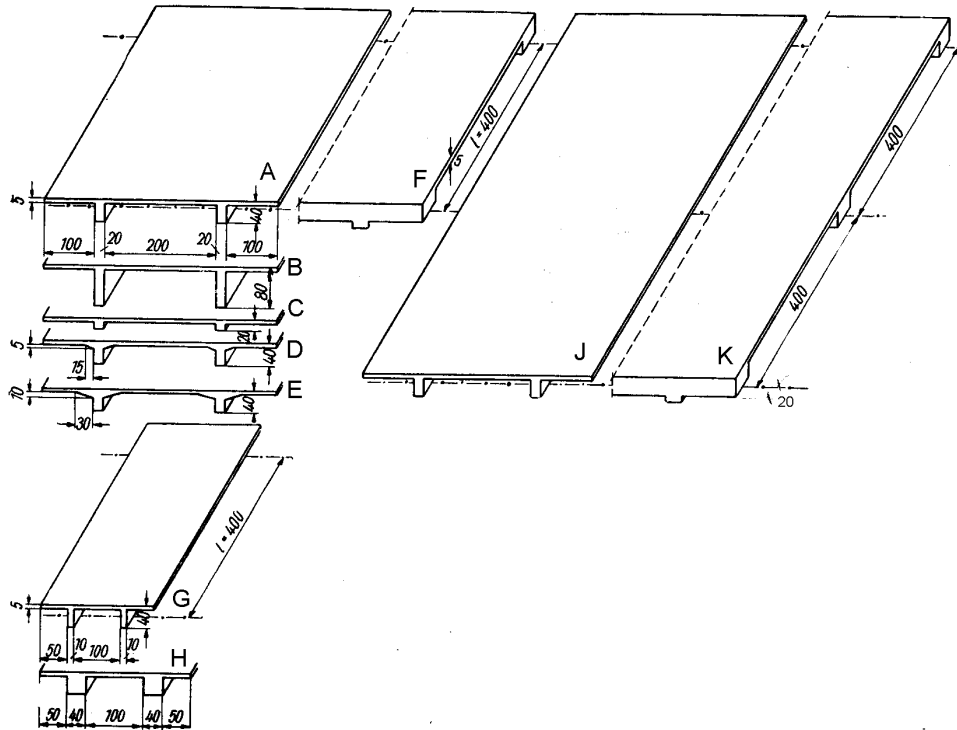


Bild 2.7: Übersicht über die Versuchskörper, alle Maße in mm (Versuchskörper A bis F: Einfeldträger, Versuchskörper J bis K: Zweifeldträger)

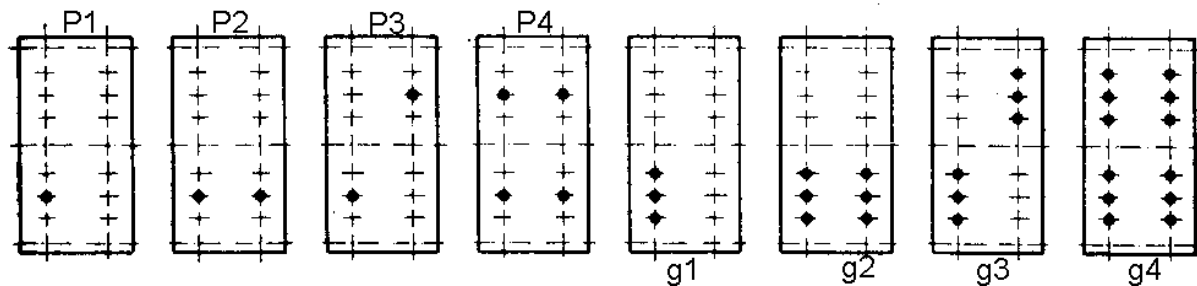


Bild 2.8: Lastanordnung für die zweifeldrigen Versuchskörper J und K

Bild 2.9 zeigt den gesamten Versuchs- und Meßaufbau für die einfeldrigen Modelle A bis H, im Versuchsstand ist das Modell B eingebaut, das im Bild 2.10 nochmals größer unter mittiger Einzelast zu sehen ist.

In Bild 2.11 ist das zweifeldrige Modell K unter Laststellung „g2“ nach Bild 2.8 zu sehen. Die angestrebte Linienlast wurde durch drei Einzellasten je Feld angenähert.

Das Modell K wurde mit Endplatten versehen, um eine Längsvorspannung in drei Höhenlagen eintragen zu können. Bild 2.12 zeigt dafür den gesamten Versuchsaufbau, Bild 2.13 das Mittelaufleger mit der darüber befindlichen Meßstelle zur Kontrolle der in das Modell eingetragenen Vorspannkraft. Die Messung erfolgte mittels Dehnmeßstreifen an einem vorher geeichten Meßstab.

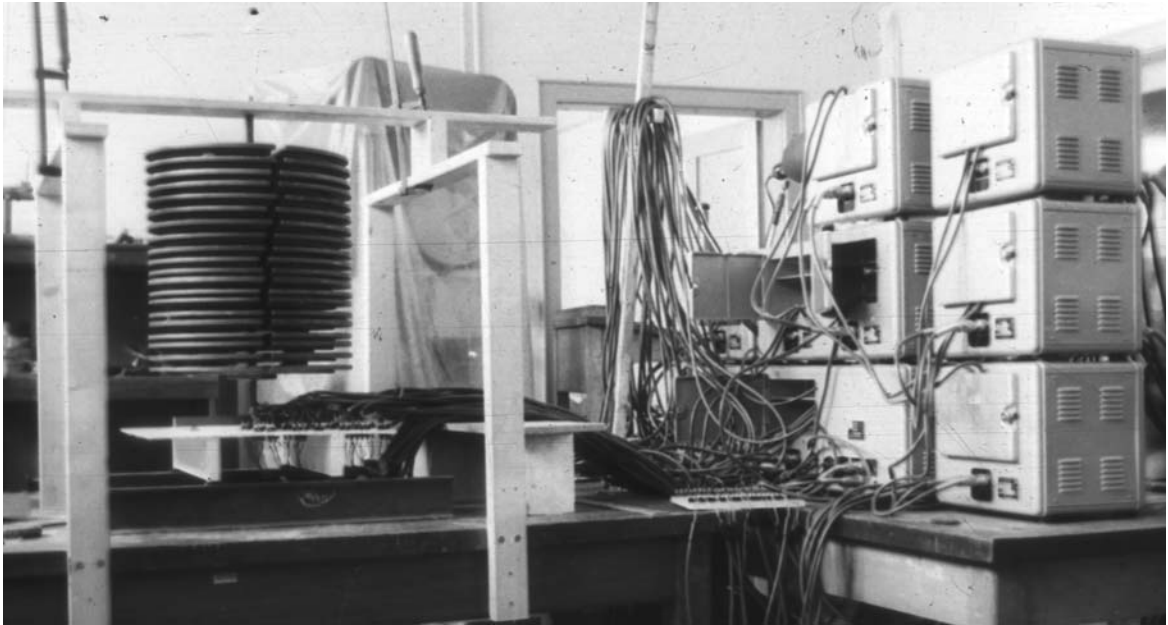


Bild 2.9: Versuchs- und Meßaufbau für die einfeldrigen Modelle A bis H

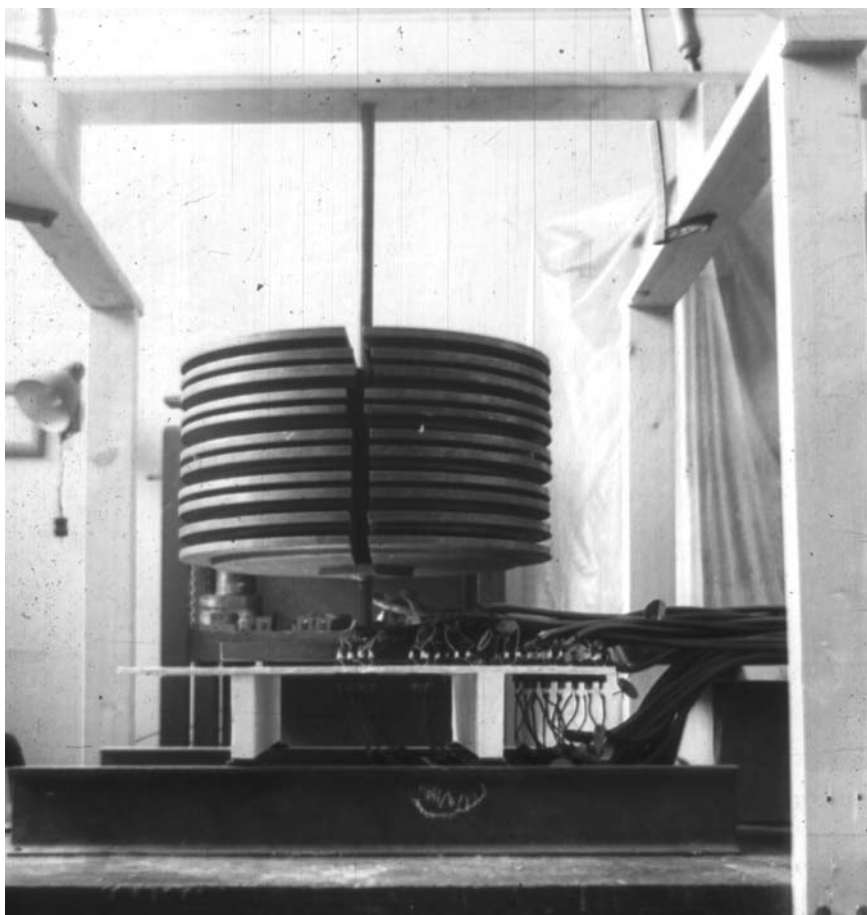


Bild 2.10: Modell B unter mittiger Einzellast

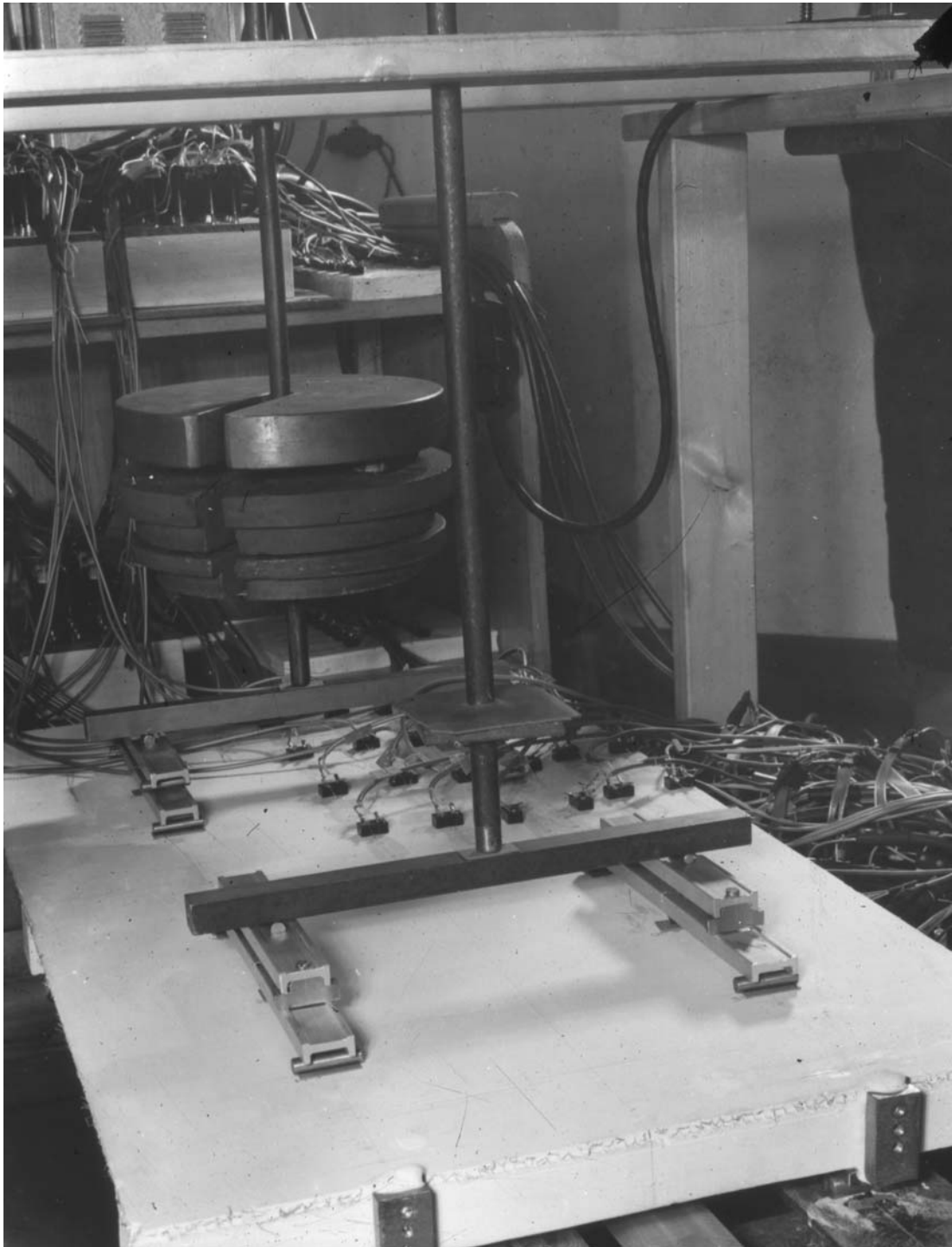


Bild 2.11: Modell K bei Belastung eines Feldes

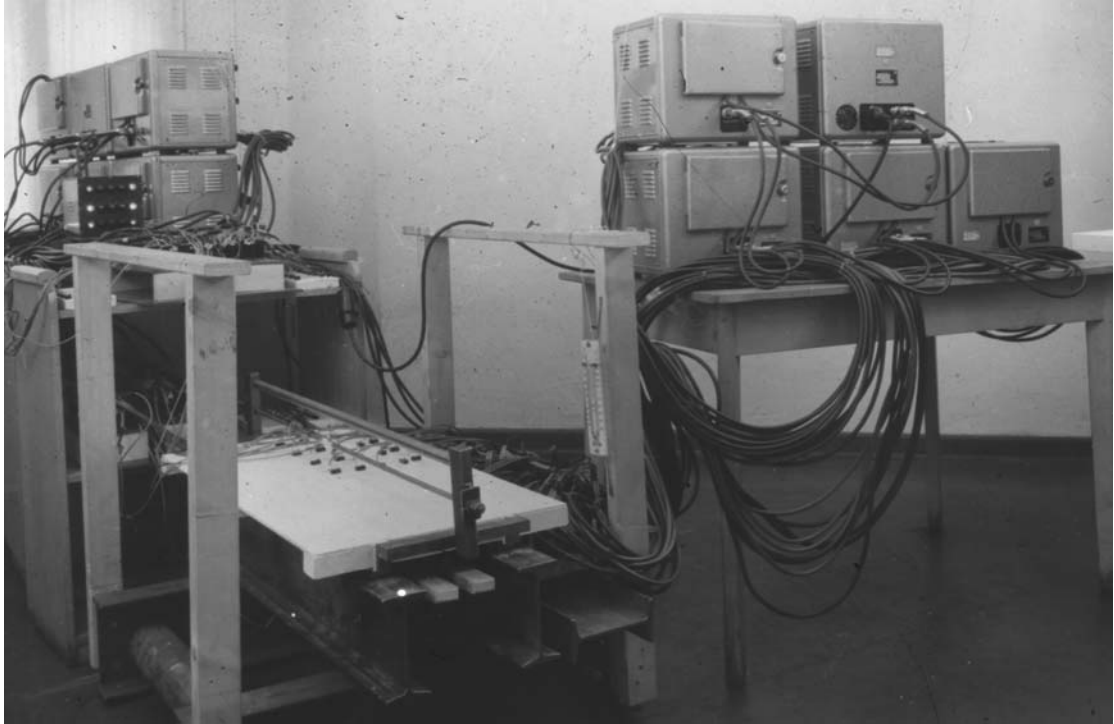


Bild 2.12: Modell K bei Belastung durch Vorspannung

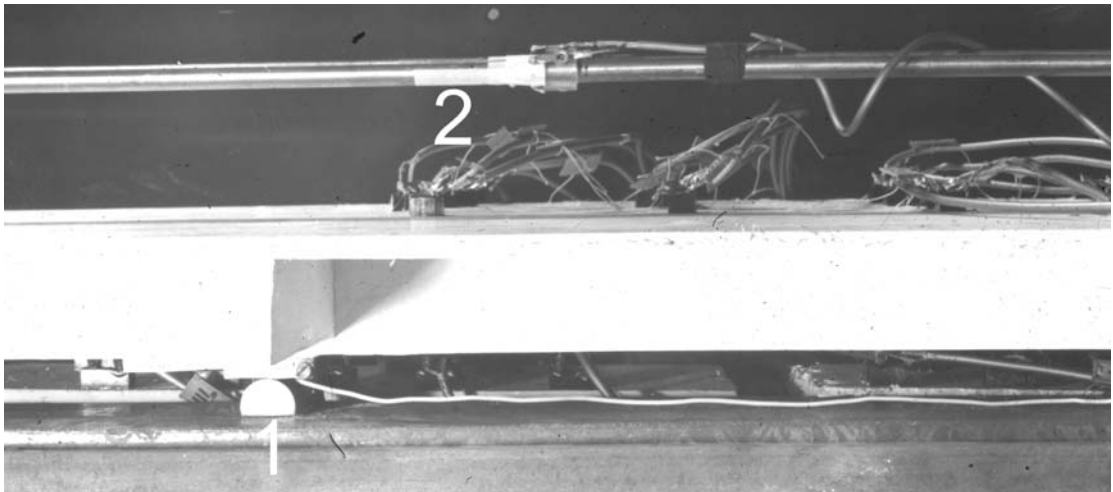


Bild 2.13: Meßstelle zur Kontrolle der Vorspannkraft (1 – Mittelaufleger, 2 – Meßstelle am geigten Meßstab)

Diese ersten Untersuchungen zum Lastfall Vorspannung zeigten deutlich, daß die mitwirkenden Plattenbreite dafür von der unter Biegebeanspruchung abweicht, und führten zu weiteren Forschungen, die in der Arbeit von STRITZKE [13] ihren Abschluß fanden (siehe auch [14]).

Als Beispiel zeigt Bild 2.14, in dem die Meßergebnisse am Versuchskörper A nach Bild 2.7 unter mittiger Einzellast dargestellt sind, wie die Ergebnisse im CEB-Heft 32 [4] dargeboten wurden.

2.3 Bildnachweis zum Abschnitt 2

Die im Abschnitt 2 verwendeten Bilder sind mit Ausnahme der Bilder 2.7 und 2.8, die Bild 1 und 2 in [7] entsprechen, und von Bild 2.14, das Bild 6 und 7 aus [4] enthält, aus dem Archiv des Instituts für Massivbau der TU Dresden und wurden in den Jahren 1956 bis 1961 im Auftrag des damaligen Lehrstuhls für Stahl- und Spannbetonbau von der Bildstelle der TH Dresden hergestellt.

3 Versuchsreihe „Durchlaufende Plattenbalken“

Wie von PAUL und WIESE in [10] angegeben, wurde der Feinkornbeton bei mehreren Forschungsreihen eingesetzt. Dabei war das Versuchsprogramm „Durchlaufende Plattenbalken“, von dem noch zahlreiche Bilder erhalten sind, die umfangreichste Anwendung.

3.1 Hinweise zur Meßtechnik und zur Darstellung der Ergebnisse

3.1.1 Meßtechnik

An den Versuchskörpern wurden gemessen:

- Die Durchbiegungen an Balken und Platten in Feldmitte mit Meßuhren
- Die Verformungen an Balken und Platten mit Dehnmeßstreifen¹
- Die Auflagerkräfte mittels geeichter Druckmeßdosen

Die Kontrolle der eingetragenen Lasten erfolgte bei den Linienlasten durch Dynamometer, wenn die Lasten durch Spannschlösser eingetragen wurden, bzw. durch Feinmeßmanometer, wenn die Lasten durch Ölstreben aufgebracht wurden. Bei den Flächenlasten, die durch Luftsäcke erzeugt wurden, erfolgte die Kontrolle über Wassersäulen. Die Luftsäcke wurden mit Fußluftpumpen gefüllt.

3.1.2 Ergebnisse

Der Versuchsbericht [8] ist nicht mehr vorhanden. Eine relativ ausführliche Darstellung der Versuche findet sich in [9] im Kapitel 6, wozu die Tabellen 7 bis 13 und die Bilder 65 bis 89 gehören. Eine kurze Zusammenfassung zum Einfluß der Rißbildung auf die mitwirkende Plattenbreite findet sich in [11], für den Einfluß auf die Biegesteifigkeit in [12].

3.2 Herstellung und Versuch

Die untersuchten Modelle hatten die in Bild 3.1 dargestellten Querschnitte und wurden alle als Zweifeldträger mit $l_1 = l_2 = l = 1,00\text{ m}$ geprüft. Die Abmessungen ergaben sich aus der Überlegung, die Dehnungen der Hauptbewehrung in den Stegen ohne Störung des Verbundes mit Dehnungsmeßstreifen messen zu können, wie von PAUL in [16] vorgestellt (vergleiche auch [17]). Dafür waren mindestens Stäbe mit $\varnothing 6$ erforderlich. Für die Stege erbrachte das eine 2,5fache Vergrößerung gegenüber den Gipsmodellen nach Abschnitt 2.2. Die Plattendicke mußte mit Rücksicht auf die Herstellung 15 mm betragen, was der dreifachen Plattendicke bei den Gipsmodellen entsprach. Die größeren Plattenstützweiten der Modelle 5 und 6 erforderten Plattendicken von 20 bzw. 26 mm.

Da die Platten belastet werden sollten (Flächenlasten), konnte die Plattenbreite vom Querschnitt 2 nach Bild 2.1(b) nicht übernommen werden, es wurde aber für die Kragplatten mit $150\text{ mm} > 400/4 = 100\text{ mm}$ die Breite von Querschnitt 1 übertroffen.

¹Wie aus den Bruchbildern Bild 3.62 bis 3.77 zu erkennen ist, wurden die Dehnungen und Stauchungen über den Mittelstützen und an der Stelle des größten Feldmomentes der Balken mit Dehnungsmeßstreifen erfaßt. Die Messungen an der Plattenoberseite über den Stegen dienten der Feststellung der Rißbildung unter den Luftsäcken.

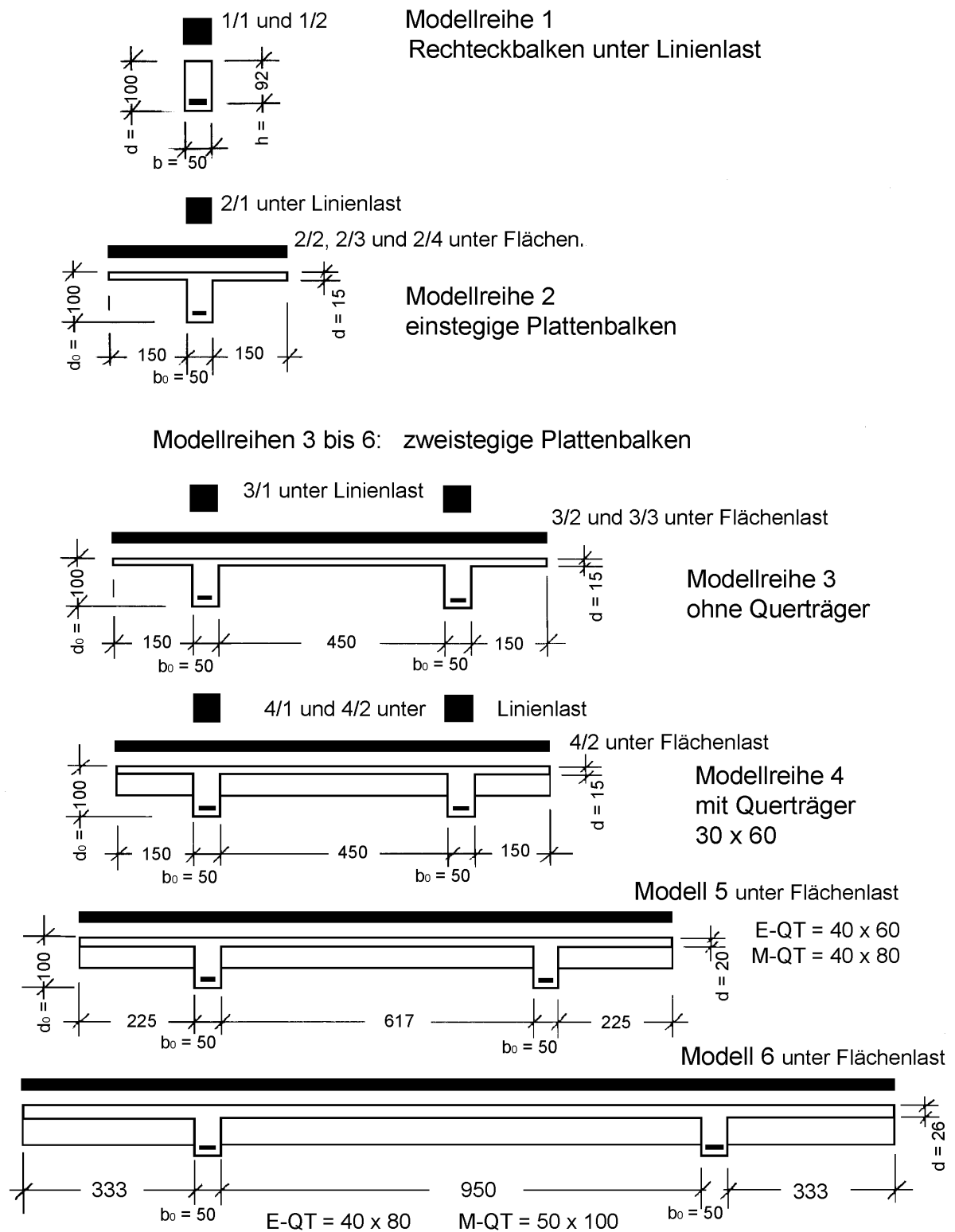


Bild 3.1: Querschnitte der Versuchsreihen „Durchlaufende Plattenbalken“, Maße in Millimeter [mm]

3.2.1 Schalung

Weil die Stege der Modelle keine schrägen Seitenflächen aufweisen sollten, waren die Schalungen recht kompliziert. Durch schräge Stöße der Schalbretter und -leisten konnte ein spannungsfreies Ausschalen auch bei den Modellen mit Querträgern ermöglicht werden. Bild 3.2 zeigt als Beispiel die fertige Schalung für das Modell 6, Bild 3.3 den Knotenpunkt Haupt-/Querträger, an dem man die Schalungskonstruktion erkennen kann. Die Schalungsflächen der Plattenunterseiten wurden noch mit dünnen Kunststoffplatten abgedeckt, um das Aufquellen der Schalung einzuschränken. Diese mußten jedoch sehr dicht vernagelt werden, weil sie auf die Abbindewärme reagierten. Bei der Herstellung wurde eine hohe Maßgenauigkeit erreicht.

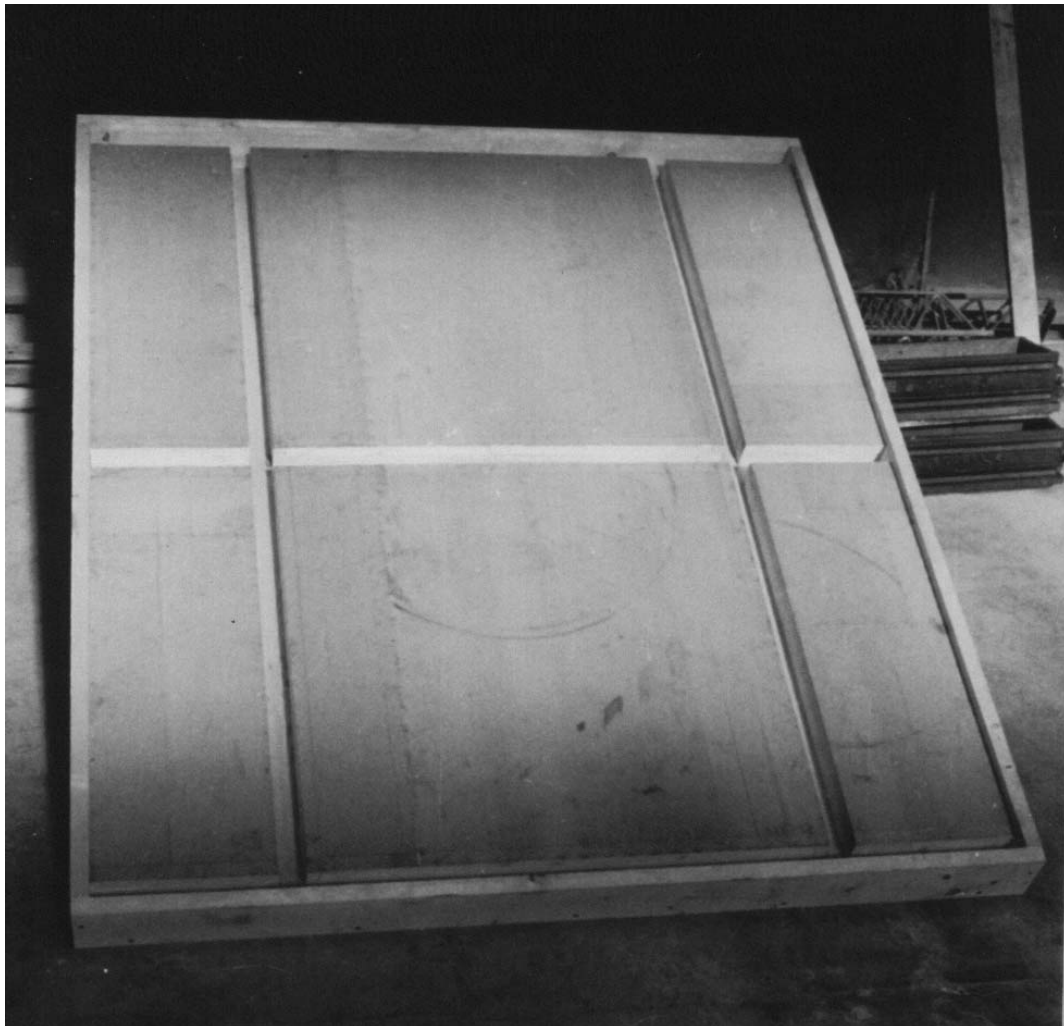


Bild 3.2: Fertige Schalung für das Modell 6 mit quadratischer Innenplatte

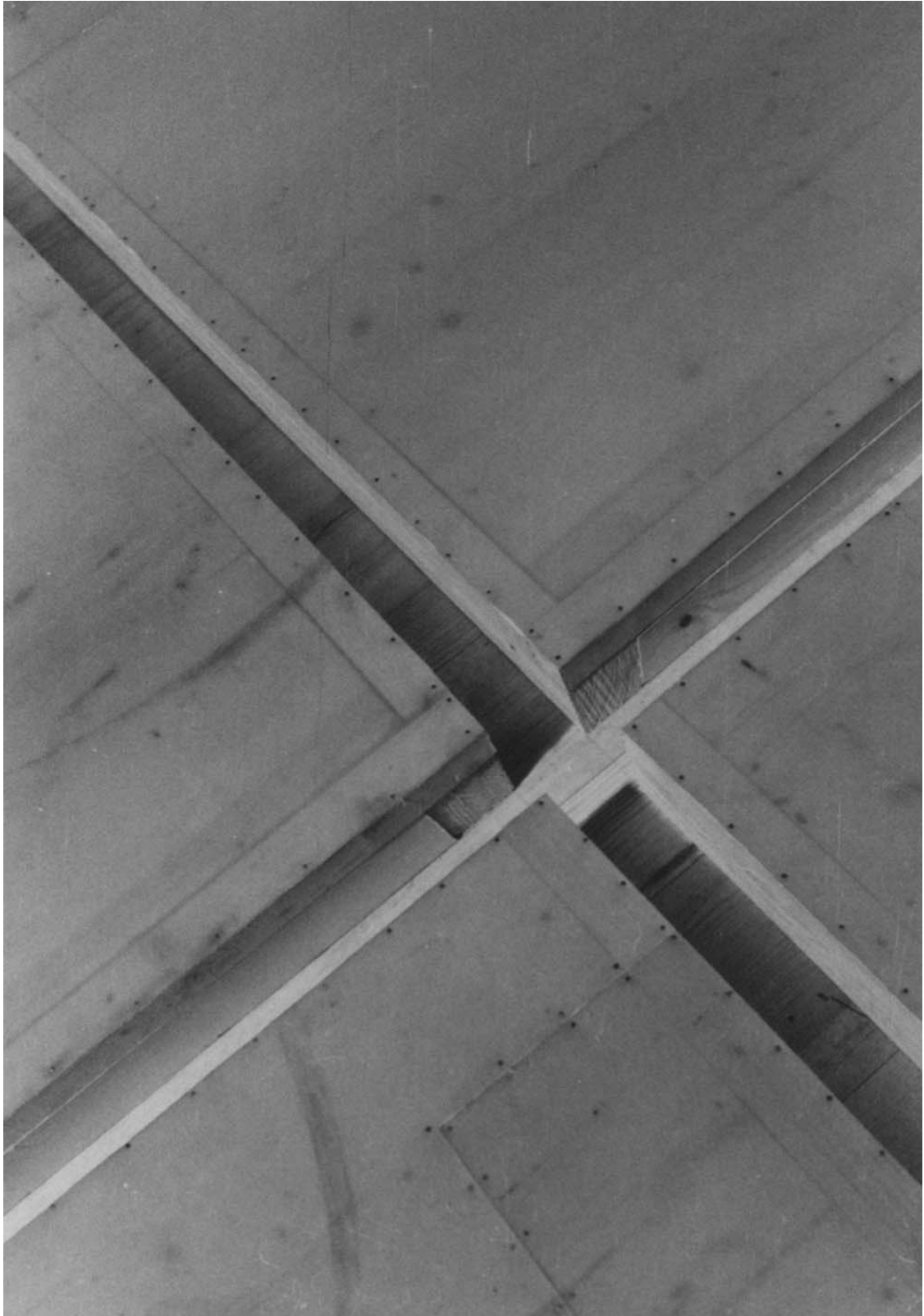


Bild 3.3: Schalung für das Modell 6, Kreuzungspunkt Haupt- mit Querträger zur Verdeutlichung der Schalungskonstruktion

3.2.2 Bewehrung

Die Modelle wurden nach TGL 11422 03/64 (Bemessungsnorm der DDR, siehe [18] Teil 3 und Übungen Teil 3) bemessen. Der entsprechend den konstruktiven Möglichkeiten bewehrte Stützenquerschnitt ergab das aufnehmbare Stützenmoment, aus dem die kritische Last errechnet wurde, wonach dann die Bemessung des Feldquerschnitts und der Platten erfolgte. Die Stege aller Modelle wurden gleich bewehrt, die Plattenbewehrung hingegen variiert mit der Stützungsart und den Abmessungen. Wegen der geringen Abmessungen der Modelle konnte nicht allen praktischen Konstruktionsregeln entsprochen werden. Das betrifft sowohl die Durchmesser der Bewehrungsstäbe als auch ihre Form und ihren Abstand. Die Übertragbarkeit der Ergebnisse auf Stahlbetonträger üblicher Abmessungen ist aber durch das Gesamttragverhalten der Modelle gewährleistet.

Der als St A-I bezogene Bewehrungsstahl $\varnothing 6$ wies keine Streckgrenze auf und erreichte Bruchfestigkeiten von annähernd 600 N/mm^2 . Die Mittelwerte der Proben entsprechen den Angaben in Bild 3.4.

Der für die aufzubringenden Dehnmeßstreifen gewählte $\varnothing 6$ aus glattem Rundstahl war zu groß, um ihn in den Stegen durch Haken zu verankern. Deshalb wurde er über außen angebrachte Stahlplatten verschraubt. Bei der Herstellung wurden die Stäbe durch die Schalung gesteckt, was die genaue Lage der Bewehrung beim Betonieren sicherte. Für die obere Plattenbewehrung wurden einige Montagestäbe fest an der Schalung verankert, um die genaue Lage zu gewährleisten, wie aus Bild 3.5 bis 3.7 ersichtlich ist.

Bild 3.8 zeigt die Bewehrung am Kreuzungspunkt Haupt-/ Querträger beim Modell 4. Deutlich sind die Dehnmeßstreifen an der oberen Bewehrung im Steg zu erkennen.

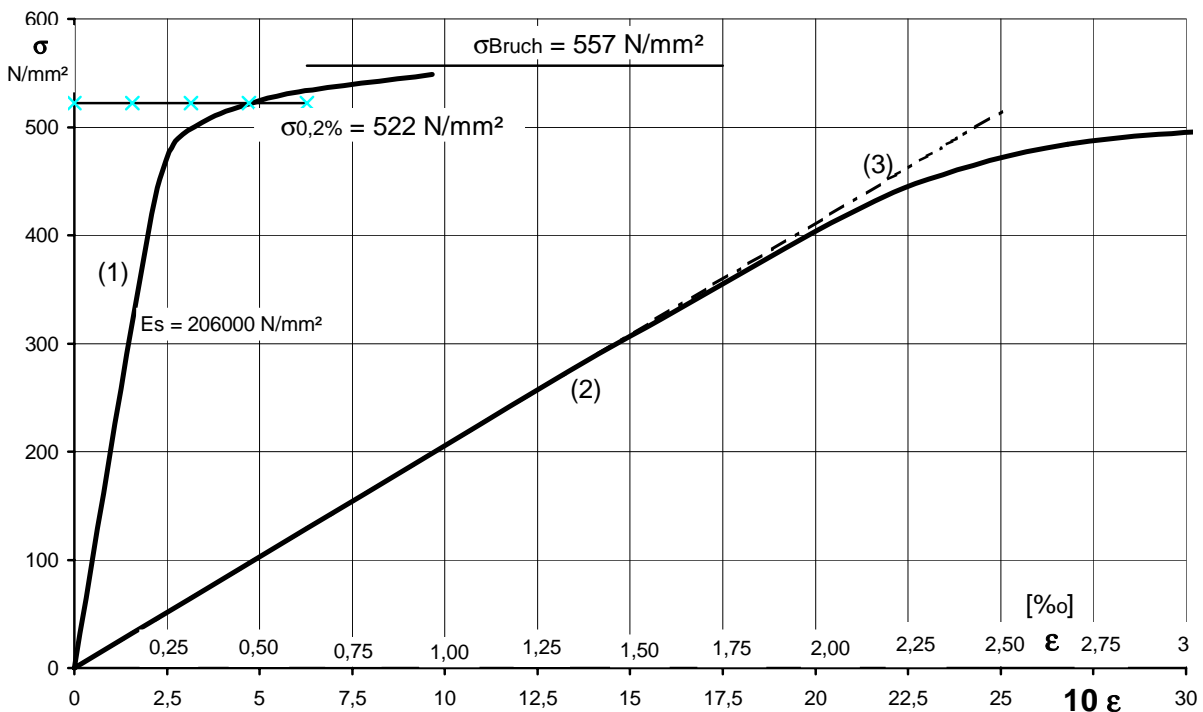


Bild 3.4: Arbeitslinie des eingesetzten Bewehrungsstahls $\varnothing 6$ mit $30,97 \text{ mm}^2$ Querschnittsfläche
(1) Arbeitslinie, (2) verzerrte Arbeitslinie, (3) lineare Beziehung $\sigma = \epsilon \cdot E$

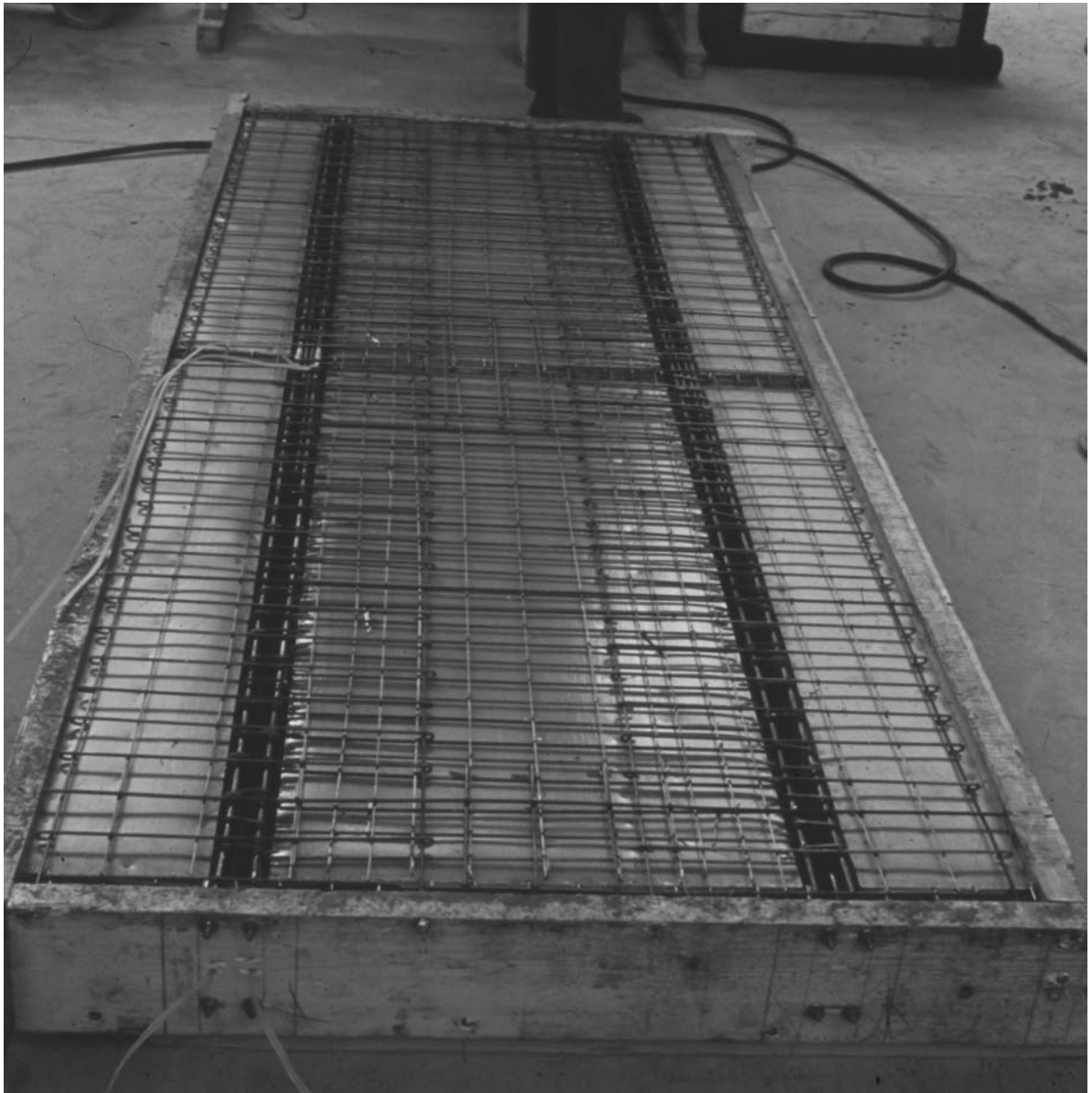


Bild 3.5: Bewehrung für Modell 4



Bild 3.6: Bewehrungseinbau für Modell 6



Bild 3.7: Fast fertige Bewehrung für Modell 6



Bild 3.8: Bewehrung an der Innenstütze bei der Modellreihe 4/3

3.2.3 Betonieren

Alle Modelle wurden aus einem Feinkornbeton gleicher Zusammensetzung hergestellt. Die geplante Würfelfestigkeit von 300 kp/cm^2 (30 N/mm^2) wurde überschritten und betrug zum Versuchszeitpunkt $425 \dots 568 \text{ kp/cm}^2$ für Würfel mit 10 cm Kantenlänge. Ursache dafür war der durch das feine Korngefüge bedingte höhere Zementgehalt. Die erhöhte Betonfestigkeit wirkte sich letztlich günstig aus, weil auch der Bewehrungsstahl eine Überfestigkeit aufwies. Dennoch war die Betonfestigkeit der maßgebende Faktor für die erreichten Bruchlasten, wie das Versagen der Betondruckzone des Stützenquerschnitts zeigt, deutlich zu erkennen an Bild 3.56 und 3.57 und an den Bruchbildern der Modelle 2/1, 4/1, 4/2, 4/3, 5 und 6 (Bilder 3.64, 3.71, 3.72, 3.73, 3.74, 3.75 und 3.77).

Bild 3.9 zeigt die Herstellung eines Prismas üblicher Abmessungen zur Bestimmung des E-Moduls auf der zum Rütteltisch umgerüsteten Rüttelbohle. Wegen fehlender Befestigungsmöglichkeiten mußten die Formen mit Hand auf der Rüttelbohle gehalten werden. Im Mittel wurden folgende Werte erreicht:

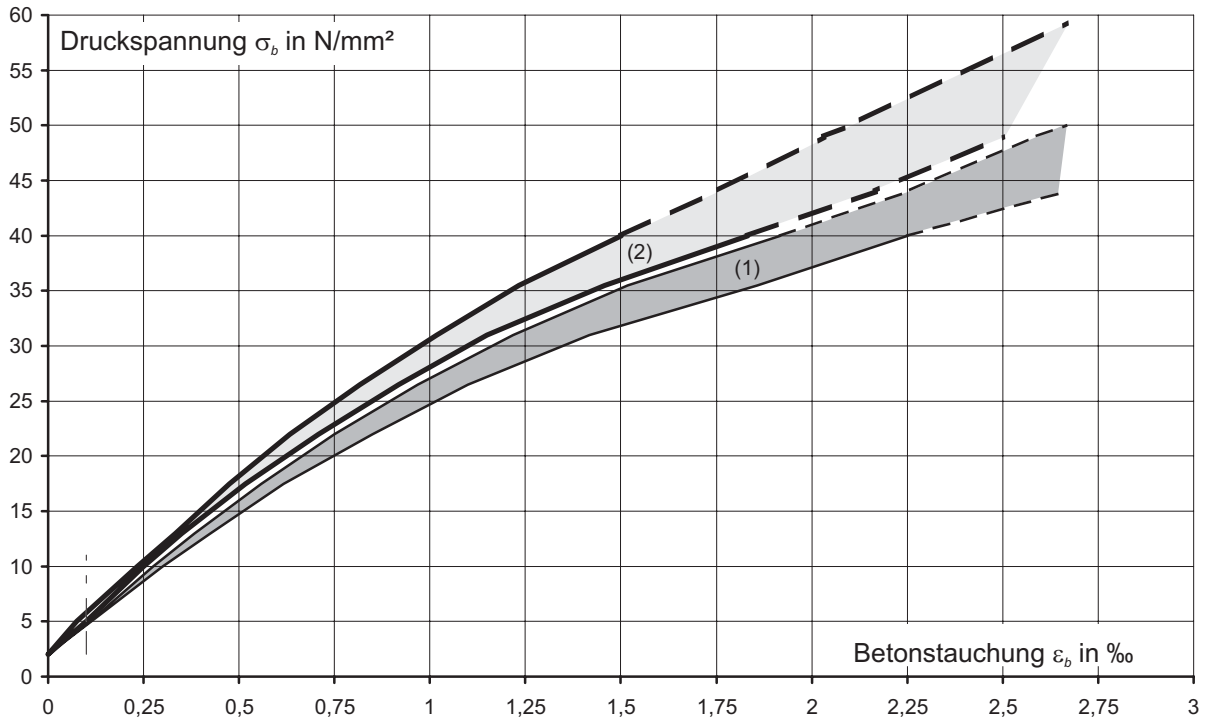
$$E_b = \begin{array}{l} 350\,000 \text{ kp/cm}^2 \\ 300\,000 \text{ kp/cm}^2 \end{array} \quad \text{bei } \varepsilon_b = \begin{array}{l} 0,10 \text{ ‰} \\ 1,50 \text{ ‰} \end{array} \quad \text{und } \sigma_b \approx \begin{array}{l} 50 \text{ kp/cm}^2 \\ 375 \text{ kp/cm}^2 \end{array} = \begin{array}{l} 5,0 \text{ N/mm}^2 \\ 37,5 \text{ N/mm}^2 \end{array}$$

Zum Vergleich wurden auch durch Stampfen verdichtete Prismen hergestellt und geprüft. Die Unterschiede hinsichtlich Arbeitslinie und Elastizitätsmodul sind in Bild 3.10(a) und 3.10(b) zu erkennen. Für die Auswertungen und Vergleichsrechnungen wurden die Werte der durch Rütteln verdichteten Prismen angesetzt, weil auch die Modelle mit der Rüttelbohle verdichtet wurden (siehe Bild 3.12 bis 3.14).

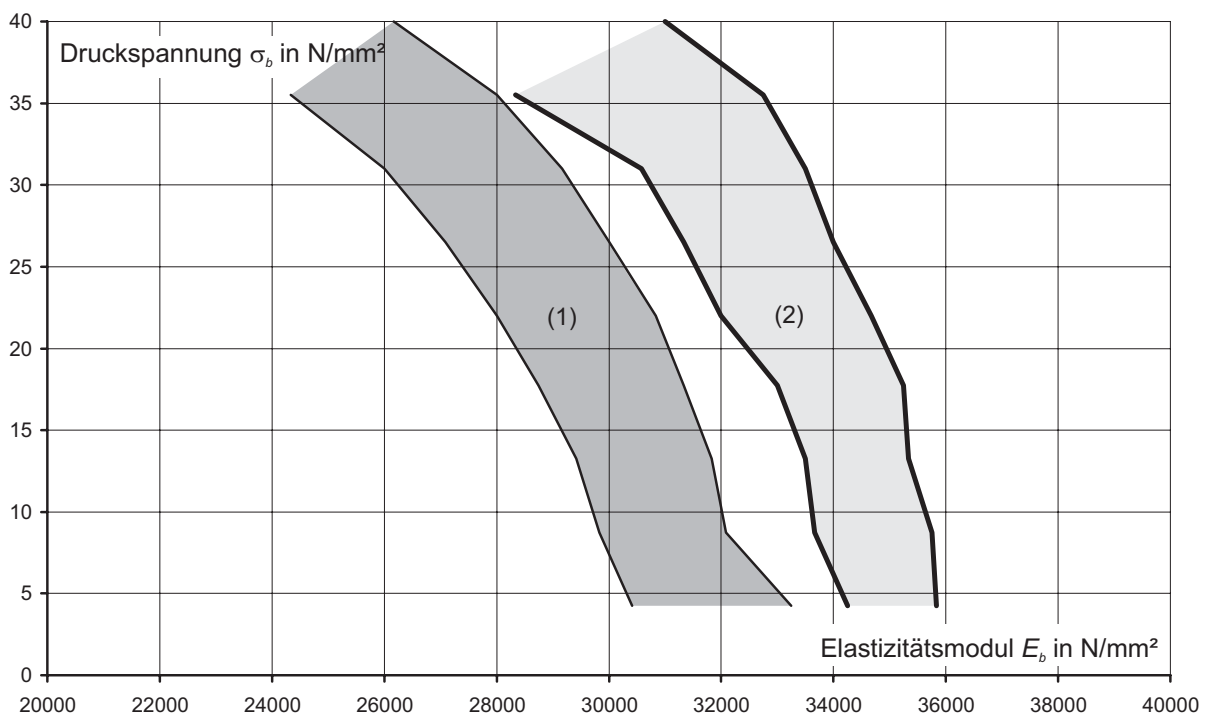
Die Bilder 3.11 bis 3.13 verdeutlichen das Einbringen des Betons, beginnend mit den Stegen. Die Modelle 4/1 und 4/2 wurden gemeinsam auf der für das große Modell 6 erforderlichen Grundplatte gefertigt. Bild 3.14 zeigt das Betonieren des Modells 4/3, das auf einer kleineren Grundplatte gefertigt wurde, die schon für die Reihe 2 diente.



Bild 3.9: Verdichten eines Probekörpers zur Bestimmung des E-Moduls auf einer Rüttelbohle



(a) Arbeitslinien des Betons



(b) Elastizitätsmodul E_b des Betons

Bild 3.10: Ergebnisse der Prüfungen an den Betonprismen

- (1) Streubereich der durch Stampfen verdichteten Prismen (6 Prüfkörper)
- (2) Streubereich der durch Rütteln verdichteten Prismen (6 Prüfkörper)



Bild 3.11: Einbringen des Betons, beginnend mit den Stegen



Bild 3.12: Vorbereitungen zum Verdichten der Stege



Bild 3.13: Betonieren der Platten



Bild 3.14: Betonieren des Modells 4/3

3.2.4 Auflagerung der Modelle

Die Modelle wurden auf Spindelstützen aufgelagert. Zur Kontrolle der Auflagerkräfte wurden zwischen Stütze und Modell Druckmeßdosen eingesetzt, die zuvor im erwarteten Lastbereich geeicht worden waren. Die Dosen für die Mittelaufleger trugen Kugelkalotten, die für die Endaufleger Rollen (bei den einsteigigen Modellen 1 und 2, siehe Bild 3.16(a)) bzw. Kugeln (bei den zweistegigen Modellen 3 bis 6, siehe Bild 3.16(b)). Bild 3.17 zeigt die Untersicht des fertig abgesetzten Modells 3/2, Bild 3.15 die des Modells 6. Die für die Flächenlasten durch Luftdruck in den Luftsäcken erzeugten Kräfte wurden über die Spindelstützen an den Hallenfußboden abgegeben. Die Abdeckungen der Luftsäcke konnten über Zugglieder in einen Verankerungsrost im Hallenboden eingeleitet werden, was zu einem einfachen und stabilen Belastungsaufbau führte, zu erkennen in Bild 3.26(b). Bei den durch Schläuche erzeugten Linienlasten wurde das gleiche Prinzip angewendet, nur wurden die Lasten nicht durch direkte Druckerhöhung in den Schläuchen erzeugt, sondern indirekt durch Anspannen der Zugglieder mittels Spannschlössern oder Ölstreben, kontrolliert durch Dynamometer oder Feinmeßmanometer.

3.2.5 Belastung der Modelle

Die Modelle wurden laststufenweise entweder durch Linien- oder durch Flächenlasten bis zum Bruch belastet. Bis zur rechnerischen „Gebrauchslast“, die für einen Bewehrungsstahl St A-I zu $p = 1,25 \text{ Mp/m}$ festgesetzt war, erfolgte auch die Belastung nur eines Feldes im Anschluß an die gleichhohe Vollast. Die dabei auftretenden negativen Auflagerkräfte mußten durch Vorlasten nahe den Auflagern ausgeglichen werden. Da diese Vorlasten nicht erhöht werden konnten, war eine Anpassung der „Gebrauchslast“ an die erhöhten Stahlfestigkeiten nicht möglich.

Anfänglich wurde nach jeder Laststufe auf die Grundlast entlastet, die für Flächenlasten $1/40$ bis $1/35$, für Linienlasten $1/30$ bis $1/25$ der rechnerischen Bruchlast betrug. Bei höheren Laststufen wurde zur Abkürzung der Versuchsdauer nur noch nach jeder dritten Laststufe entlastet.

Durch den Vergleich des Last-Verformungs-Verhaltens gleicher Modelle unter Linien- bzw. Flächenlasten sollte der Einfluß der Rißbildung in der Platte auf die mitwirkende Plattenbreite untersucht werden. Bei den durch Flächenlasten beanspruchten Modellen wurden an der Plattenoberseite am Einspannquerschnitt der Platten in den Steg Dehnmeßstreifen senkrecht zur Stegachse angeordnet. Mit diesen wurde die Rißbildung am Einspannquerschnitt der Platte festgestellt, weil die Plattenoberseite unter

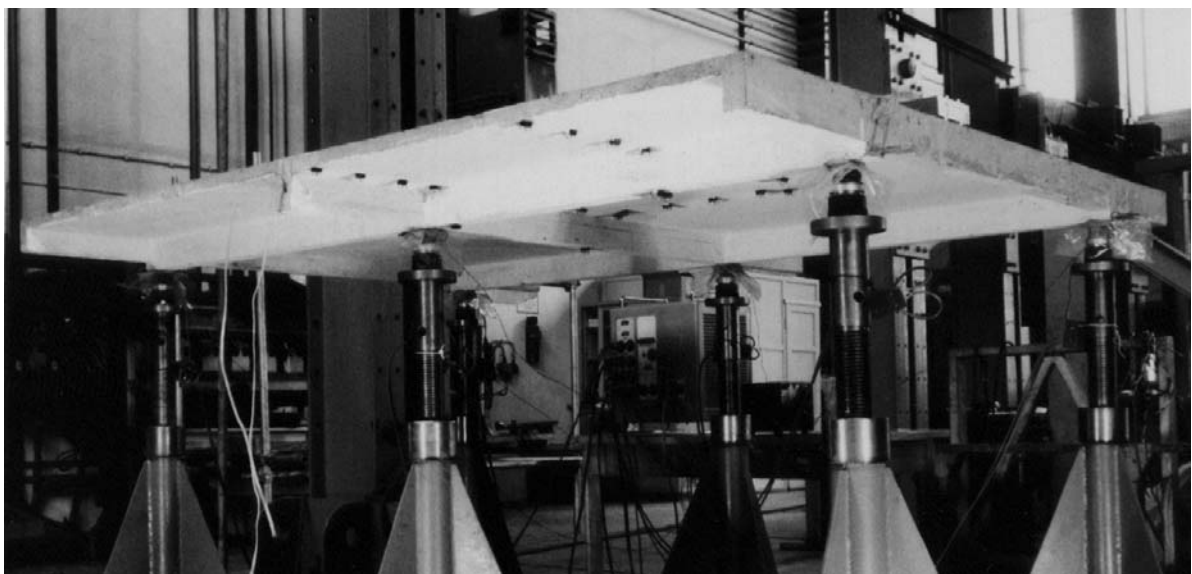
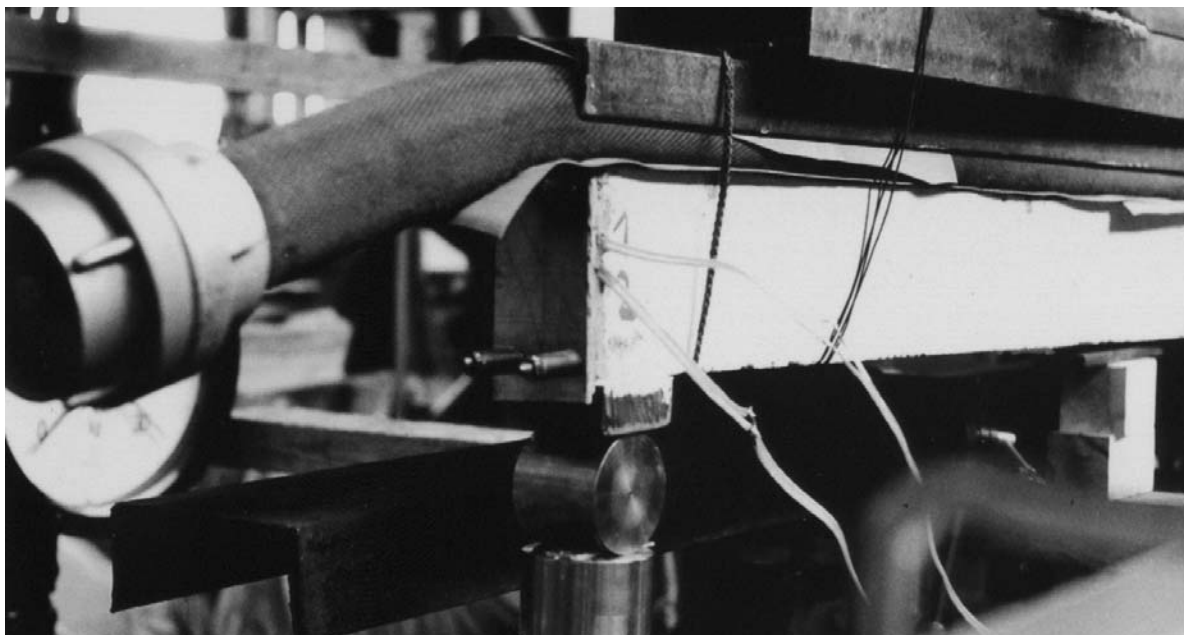


Bild 3.15: Modell 6 auf den Stützen abgesetzt. Zwischen Stützen und Modell die Druckmeßdosen zur Messung der Auflagerkräfte.



(a) Rollenlager bei den einsteigigen Modellen



(b) Kugellager bei den zweistegigen Modellen

Bild 3.16: Endauflager mit Druckmeßdose und Lager. Am Stegende die Ankerplatte mit der Schraubverankerung für die Bewehrungstäbe Ø6

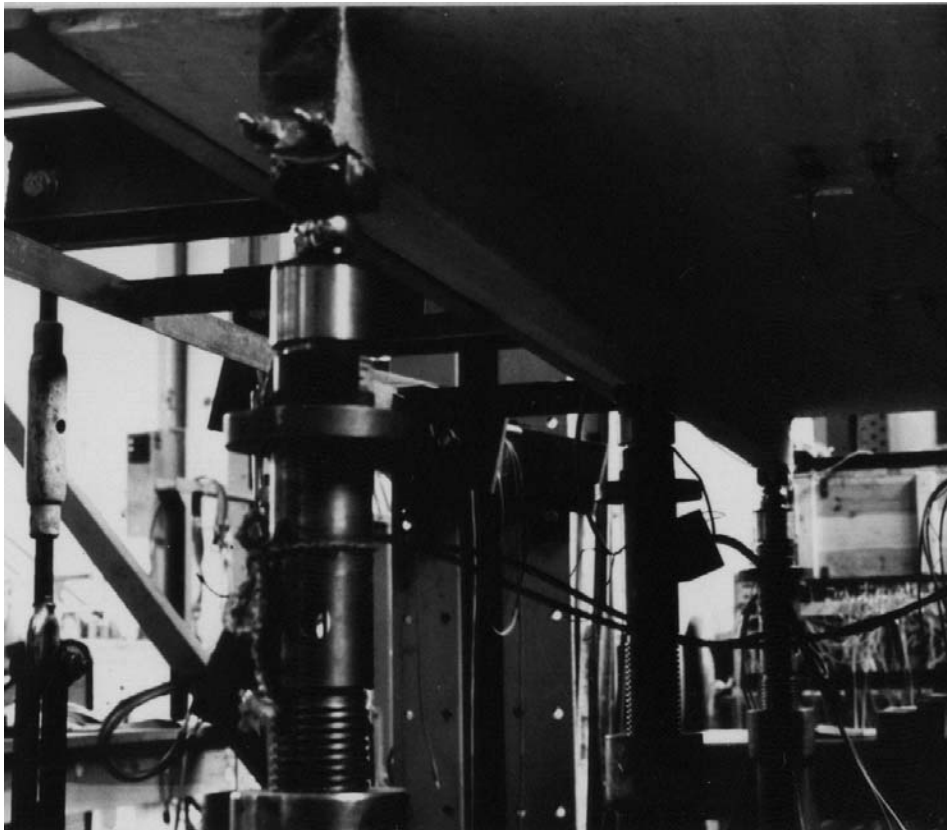


Bild 3.17: Untersicht unter das fertig aufgebaute Modell 3/2

den Luftsäcken nicht sichtbar war. Mit dieser Anordnung konnte die Rißbildung eindeutig nachgewiesen werden.

Da die Bruchlast durch die Druckzone des Stützenquerschnitts bestimmt wurde, war sie bei allen Modellen annähernd gleich groß und betrug $\max p \approx 4,5 \text{ Mp/m} = 45 \text{ kN/m}$.

3.2.5.1 Linienlasten

Die Linienlasten sollten durch acht Einzellasten je Feld gemäß Bild 3.18 ersetzt werden, um den Einfluß der durch Einzellasten verursachten Einschnürung der mitwirkenden Plattenbreite zu verringern. Da dieser Lastaufbau aber vor allem für die einsteigigen Modelle zu instabil war, wurde das Beispiel aus dem DAfStb-Heft 151, Bild 27 [15] aufgegriffen und die Last über Feuerwehrschräuche entsprechend Bild 3.19 eingeleitet. Zur Messung des Innendruckes in den Schläuchen waren Feinmeßmanometer angeschlossen, siehe Bild 3.23.

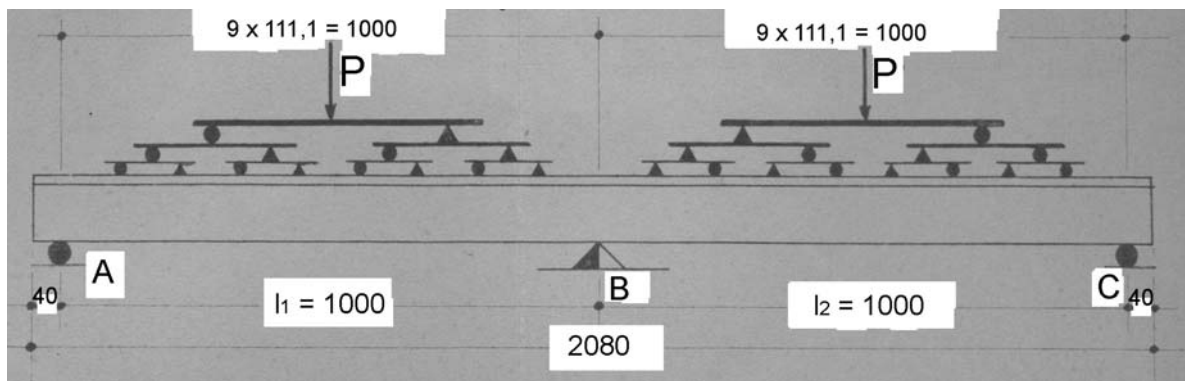
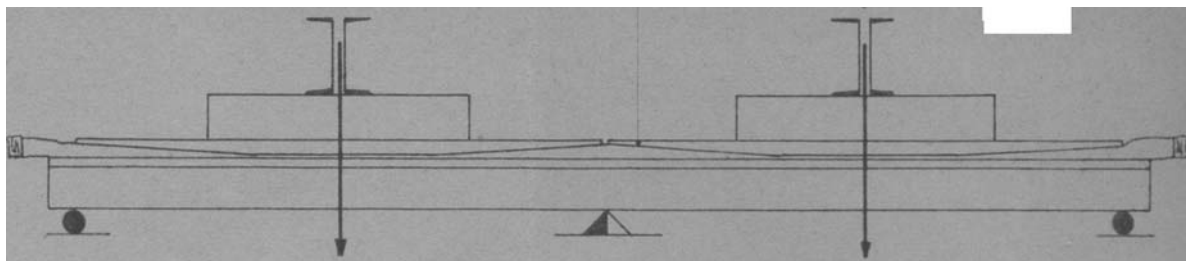
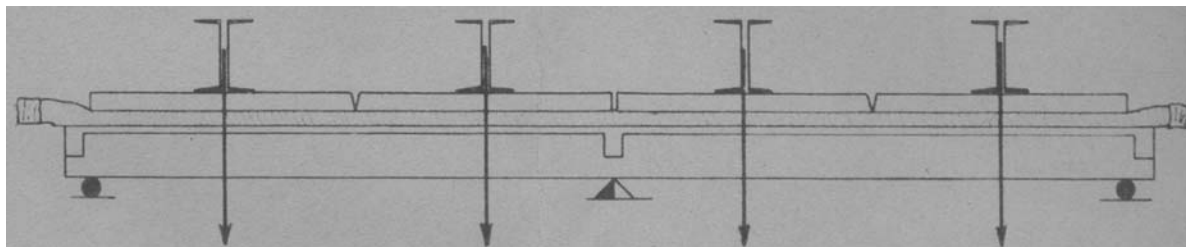


Bild 3.18: Ursprünglich vorgesehener Belastungsaufbau für Linienlasten (schematisch)



(a) Anfangs ausgeführter Belastungsaufbau. Modelle 1/1, 1/2 und 2/1. Lasteintragung durch Spannschlösser, Lastkontrolle durch Dynamometer; Modelle 3/1 und 4/1: Lasteintragung durch Ölstreben, Lastkontrolle durch Feinmeßmanometer;



(b) Verbesselter Belastungsaufbau für Modell 4/3. Lasteintragung durch Spannschlösser, Lastkontrolle durch Dynamometer;

Bild 3.19: Belastungsaufbau für Linienlasten mittels Feuerwehrschräuchen

Dass die Lasteintragung in der Breite gleichmäßig war, wurde so kontrolliert, wie es in Bild 3.20 schematisch dargestellt ist. Bild 3.21 zeigt das ausgelegte Kohlepapier, Bild 3.22 den Abdruck nach dem Versuch an Modell 4/3. Dabei wurde festgestellt, daß die Verteilungsträger, die zuerst nicht abgeschrägt waren, so keine Gleichlast erzeugten, während mit der Form nach Bild 3.19(a) (für Modell 3/1) oder bei einer Drehung der U-Profile (Schenkel nach oben – für Modell 4/1), brauchbare Ergebnisse hinsichtlich der gleichmäßigen Lastverteilung erzielt wurden. Die höchste Gleichmäßigkeit erbrachte der Belastungsaufbau nach Bild 3.19(b), der bei Modell 4/3 eingesetzt wurde.

Über den Innendruck und die festgestellte Belastungsbreite des Schlauches konnte die größte Linienlast kontrolliert werden. Für die mittlere Bruchlast von 4,5 Mp/m betrug der Innendruck σ_i bei einer erreichten Belastungsbreite gleich der Stegbreite (5 cm) $\sigma_i = 9 \text{ kp/cm}^2 = 0,9 \text{ N/mm}^2$.

Bild 3.24 zeigt die auf dem Modell 4/3 ausgelegten, mit Wasser gefüllten Schläuche, Bild 3.25 den gesamten Versuchsaufbau nach Bild 3.20, Bild 3.27 die Schlauchenden unter der Grundlast und Bild 3.28 dieselben unter Belastung.

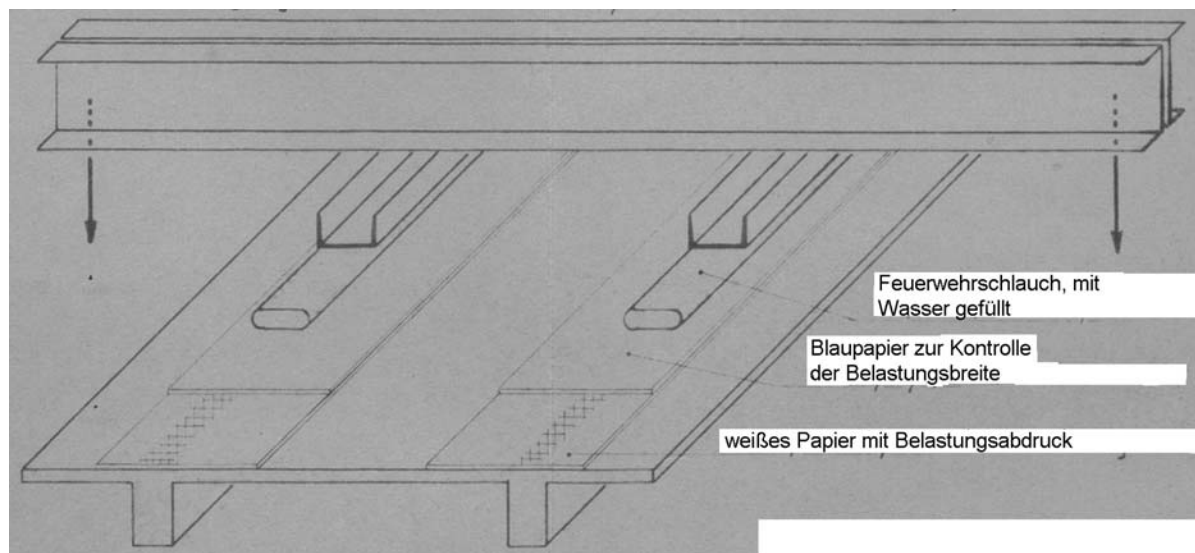


Bild 3.20: Kontrolle der Lasteintragung unter den Feuerwehrschräuchen (schematisch)

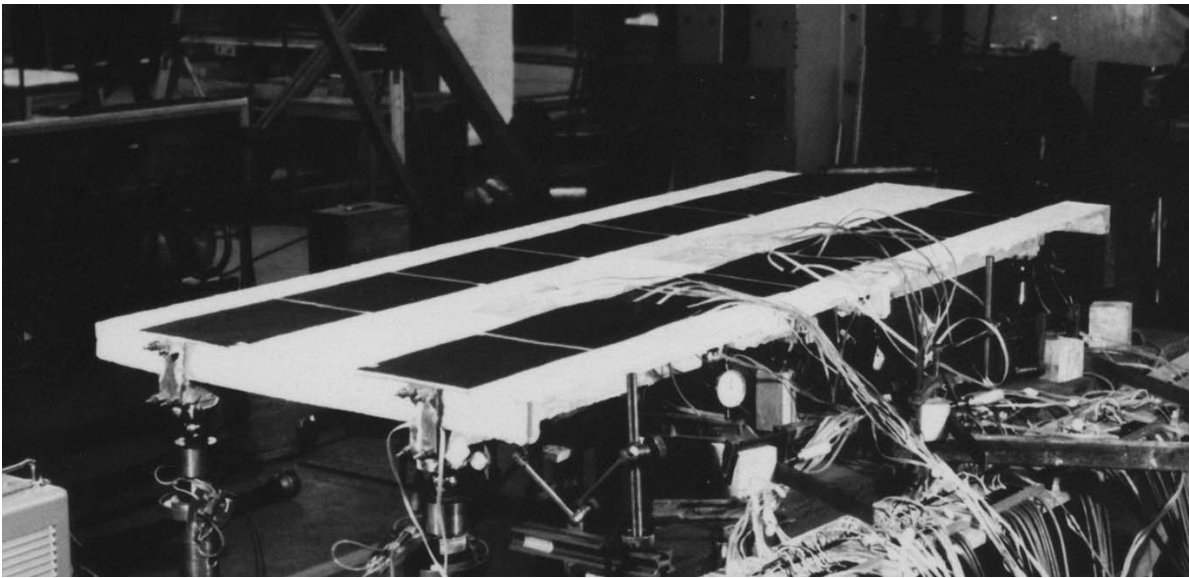


Bild 3.21: Kohlepapier unter den Schläuchen vor dem Versuch

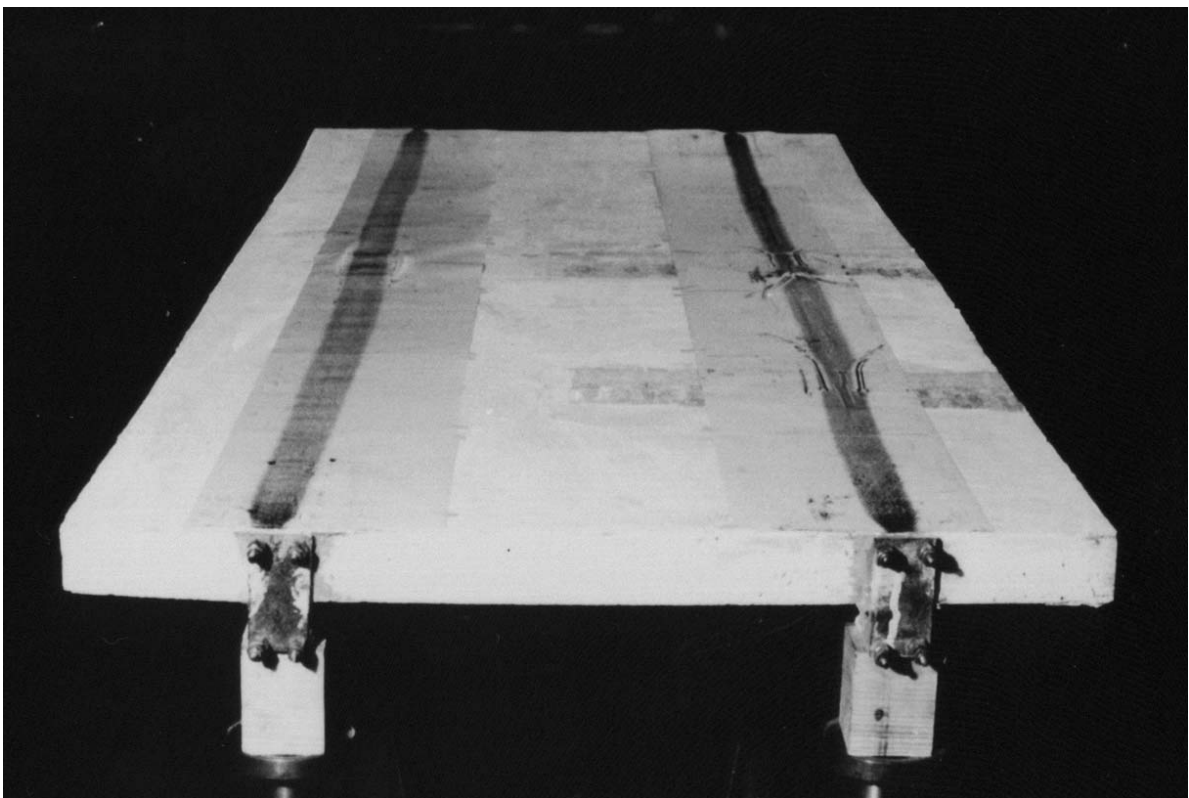


Bild 3.22: Abdruck des Kohlepapiers nach dem Versuch bei Modell 4/3

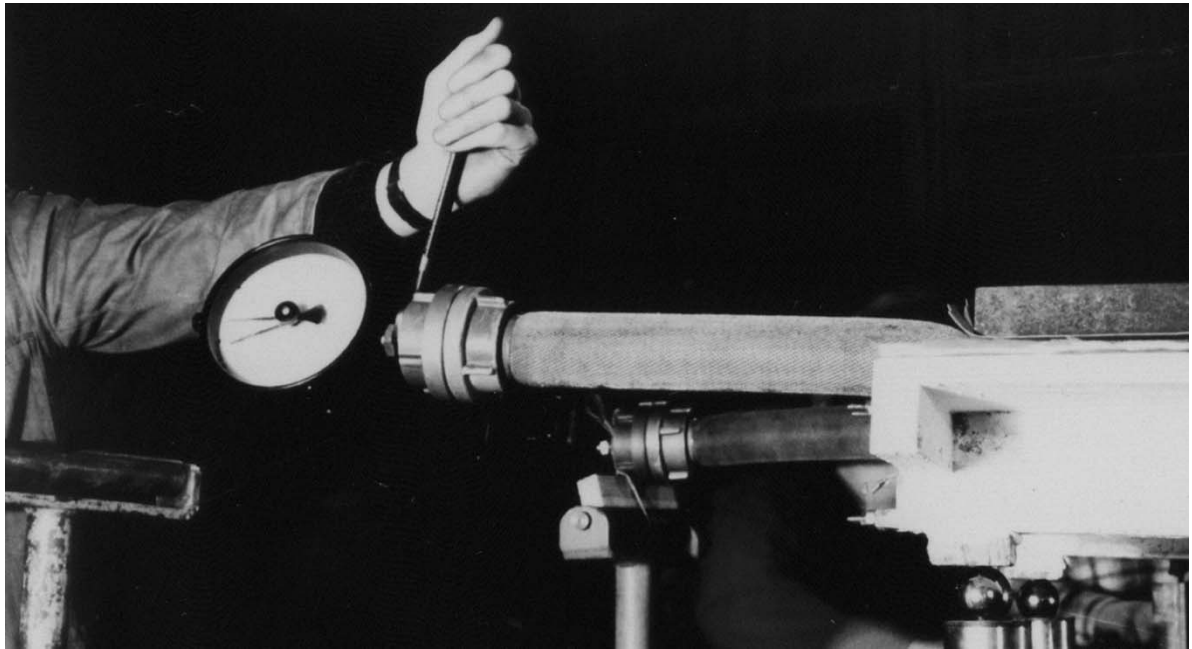


Bild 3.23: Manometer zur Messung des Innendruckes im Schlauch

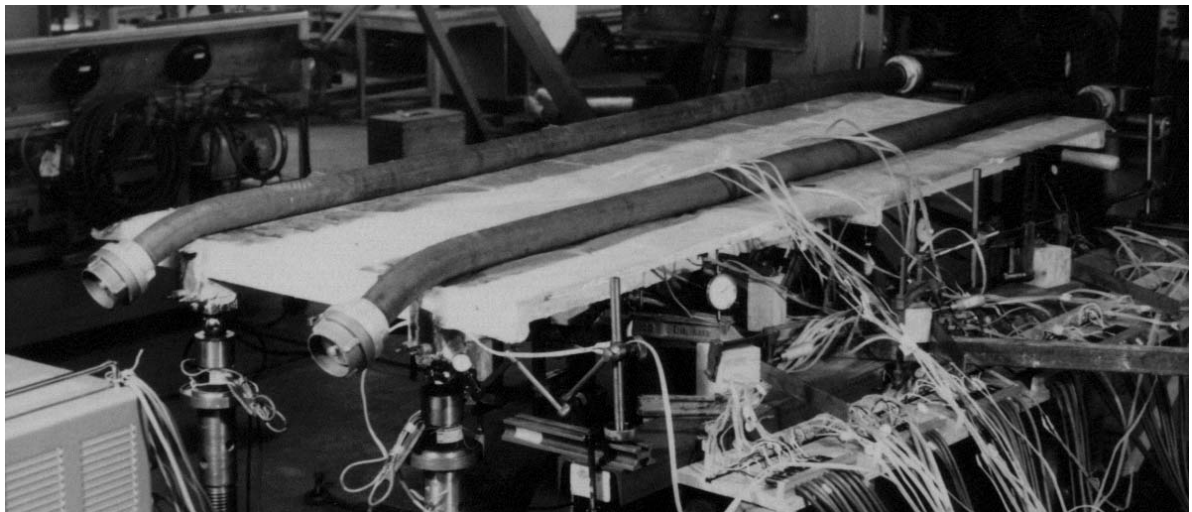
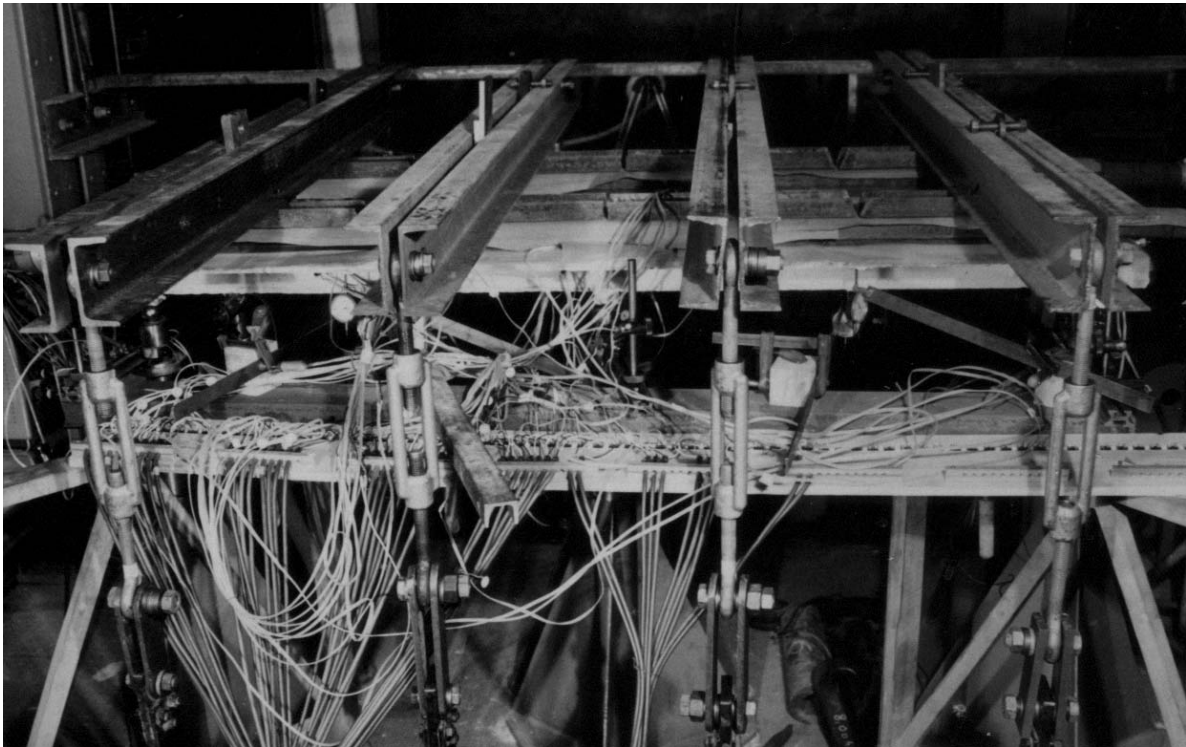
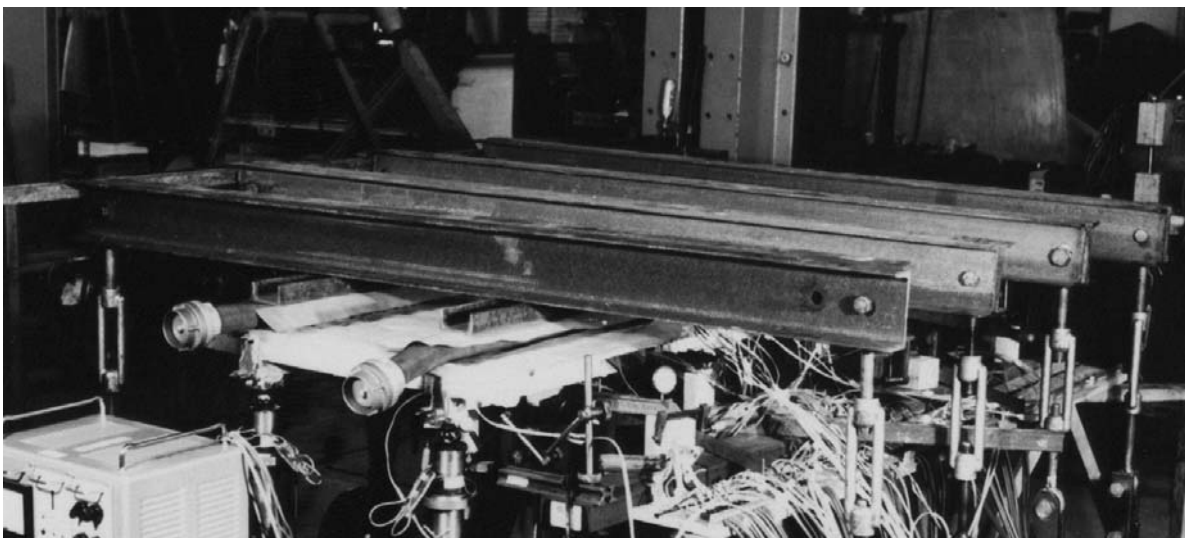


Bild 3.24: Gefüllte Schläuche, auf Modell 4/3 ausgelegt

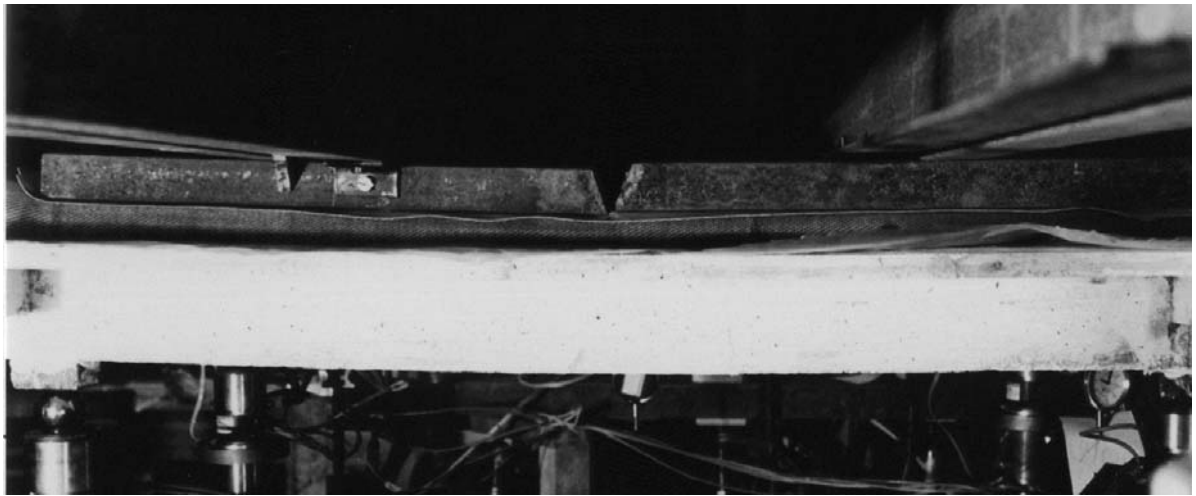


(a) Seitenansicht

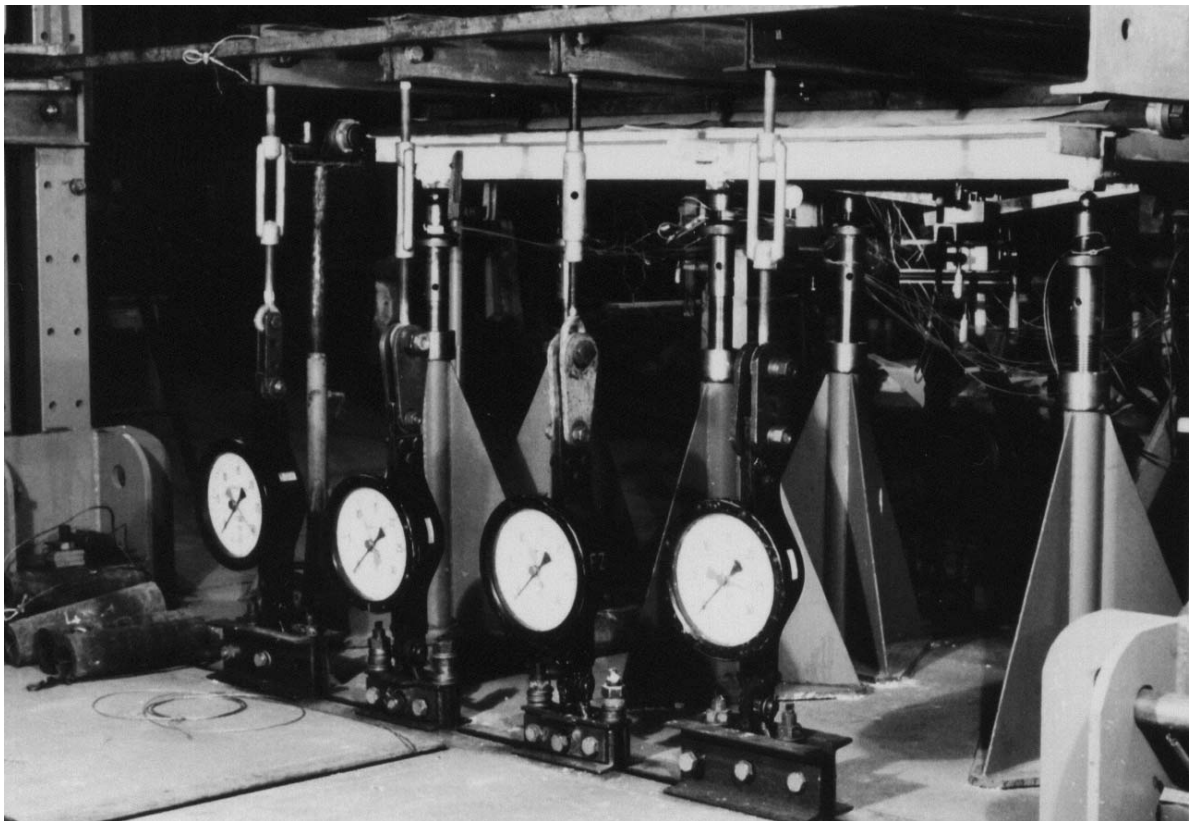


(b) Schrägansicht

Bild 3.25: Gesamter Versuchsaufbau für Modell 4/3



(a) Geteilte Lastverteilungsträger



(b) Dynamometergruppe

Bild 3.26: Belastungsaufbau gemäß Bild 3.19(b)

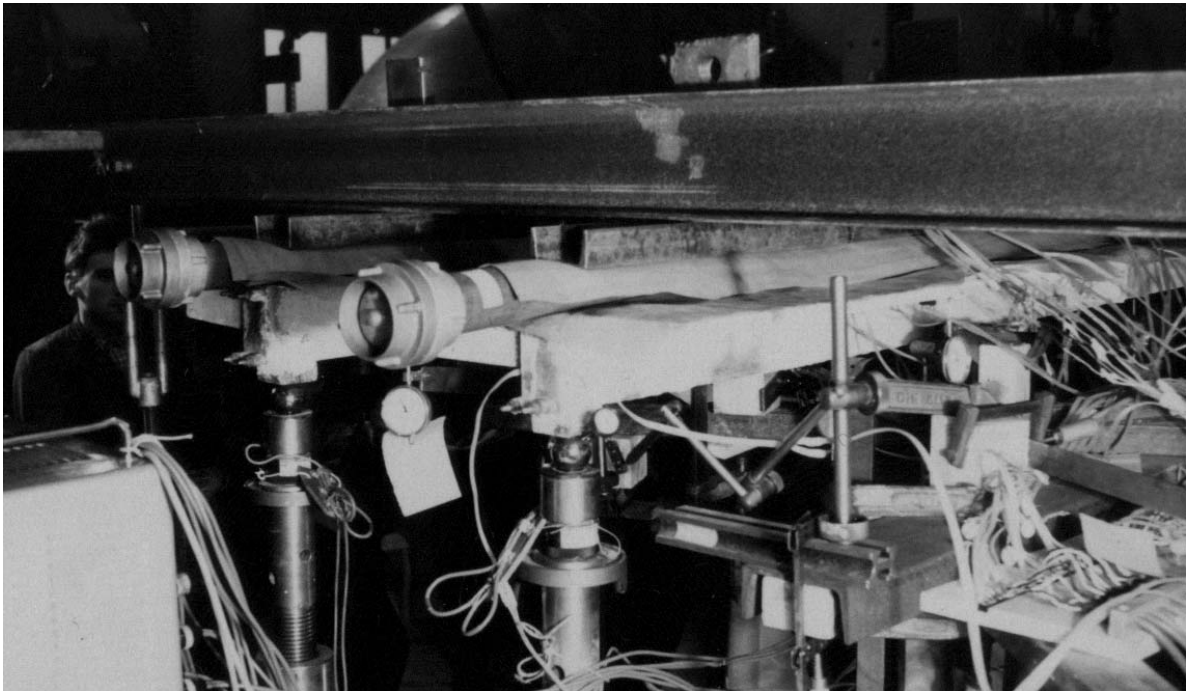


Bild 3.27: Schlauchenden unter Grundlast

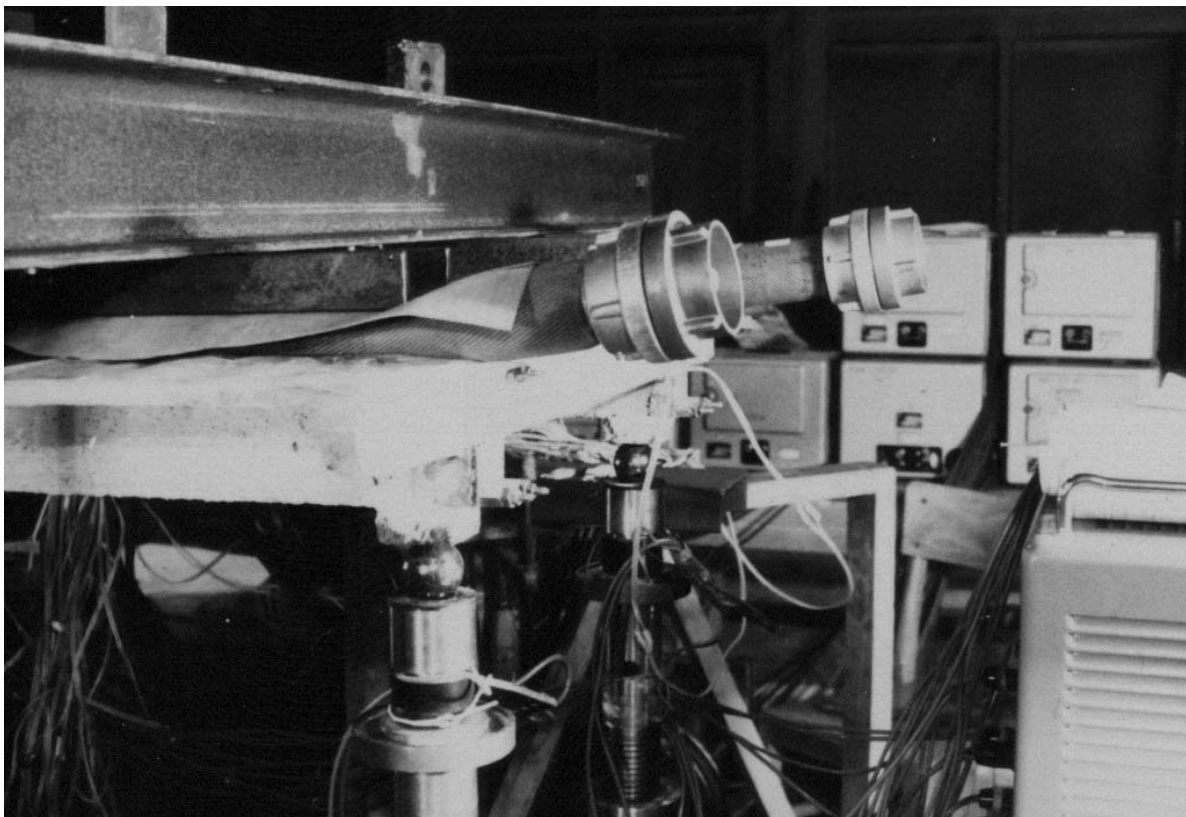
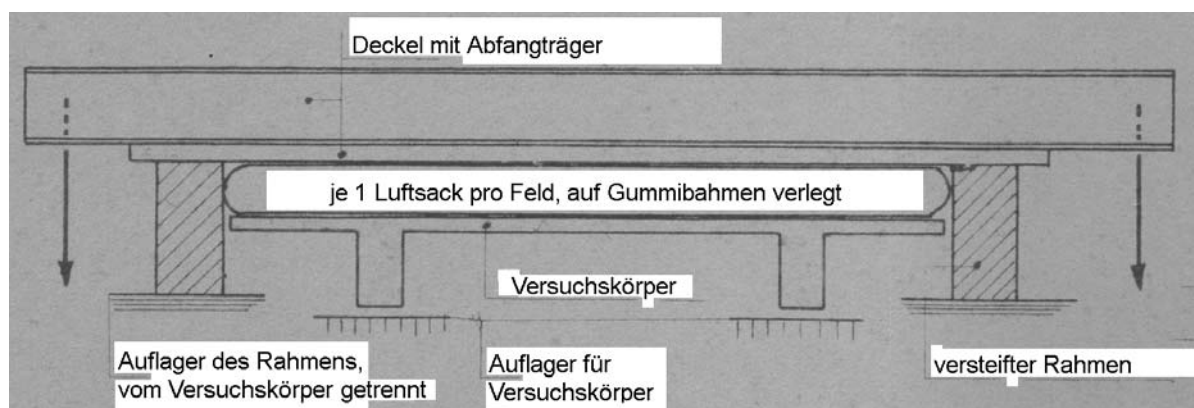


Bild 3.28: Schlauchenden unter Belastung

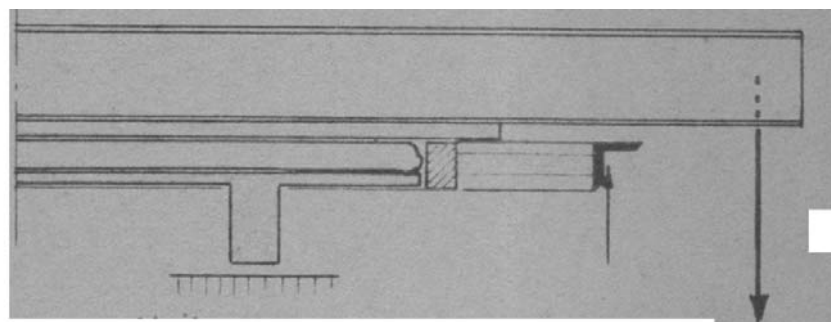
3.2.5.2 Flächenlasten

Die Flächenlasten wurden durch Luftsäcke erzeugt, wie im Bild 3.29 zu erkennen ist. Dabei wurde der zuerst geplante steife Holzrahmen nach (a) durch einen Rahmen aus Winkelstahl (b) ersetzt, in dem die Anpassung an die unterschiedlichen Modellbreiten durch eingesetzte Holzleisten erfolgte. Dieser Aufbau war wegen seiner geringen Steifigkeit einerseits ungünstiger als der nach (a), andererseits aber besser an die verschiedenen Modellbreiten anzupassen und leichter handhabbar. Die Lasteintragung wurde sinngemäß nach Bild 3.20 überprüft. Das war erforderlich, weil über die gemessenen Auflagerkräfte auf die Momentenumlagerung infolge der Steifigkeitsänderung durch die Rißbildung rückgeschlossen werden sollte. Es zeigte sich, dass die Luftsäcke in ihren Abmessungen reichlich bemessen sein mussten, weil sonst an den Rändern durch die Aufwölbung Belastungsflächen verloren gingen. Bild 3.31 zeigt den Belastungsrahmen für Gleichlast aufgeklappt über dem Modell 3/2, Bild 3.30 den gesamten Versuchsaufbau für ein einsteiges Modell. Die Bilder 3.32 bis 3.38 verdeutlichen nochmals den Versuchsaufbau.

Für die mittlere Bruchlast von 4,5 Mp/m betrug der Innendruck $\sigma_i = 0,55 \text{ kp/cm}^2$ (für Modell 6) bis $\sigma_i = 1,30 \text{ kp/cm}^2$ (für Modell 2).



(a) geplante Ausführung (schematisch)



(b) Ausgeführter Belastungsaufbau

Bild 3.29: Belastungsaufbau für Flächenlasten, erzeugt durch Luftsäcke

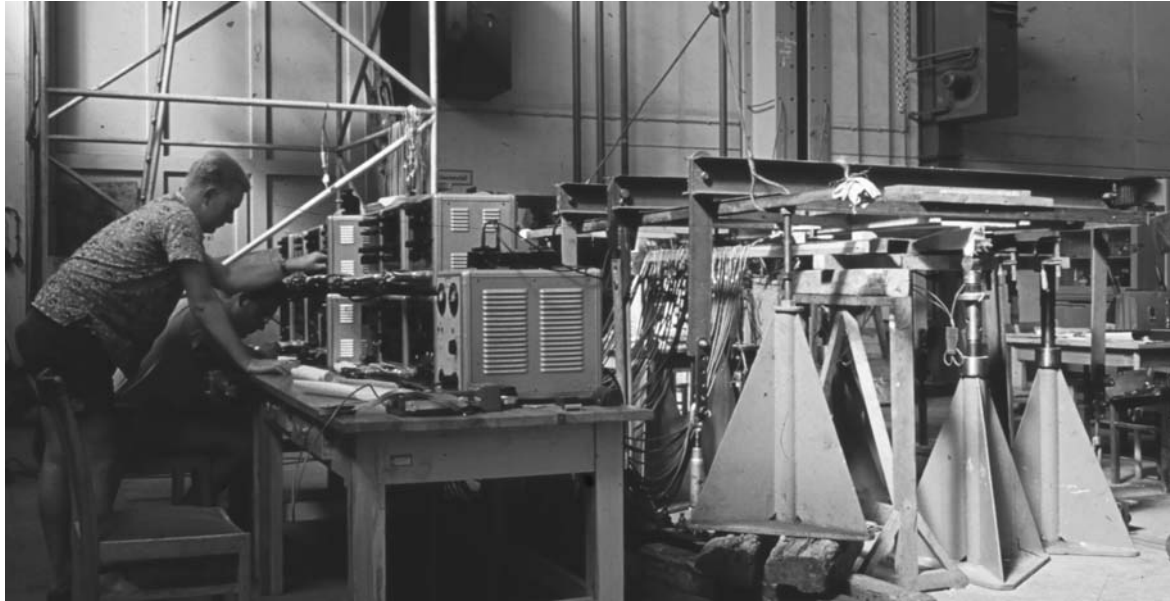


Bild 3.30: Gesamter Versuchsaufbau mit Modell 2/2

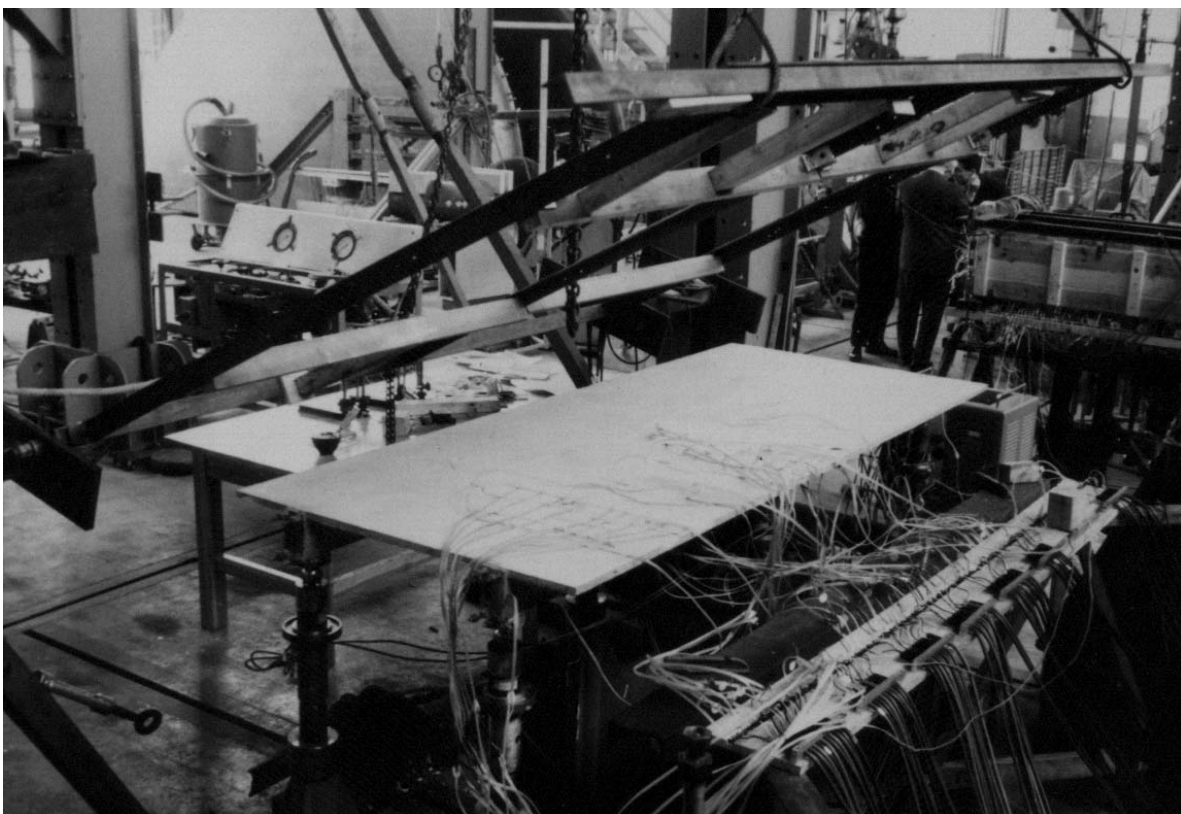


Bild 3.31: Belastungsrahmen für Flächenlasten mit Modell 3/2, deutlich sind auf der Plattenoberseite die Dehnungsmekstreifen zu erkennen, mit denen die Rißbildung unter den Luftsäcken festgestellt wurde.



Bild 3.32: Auf weißem Papier ausgelegte Kohlepapierbögen zur Kontrolle der wirklichen Belastungsflächen unter den Luftsäcken

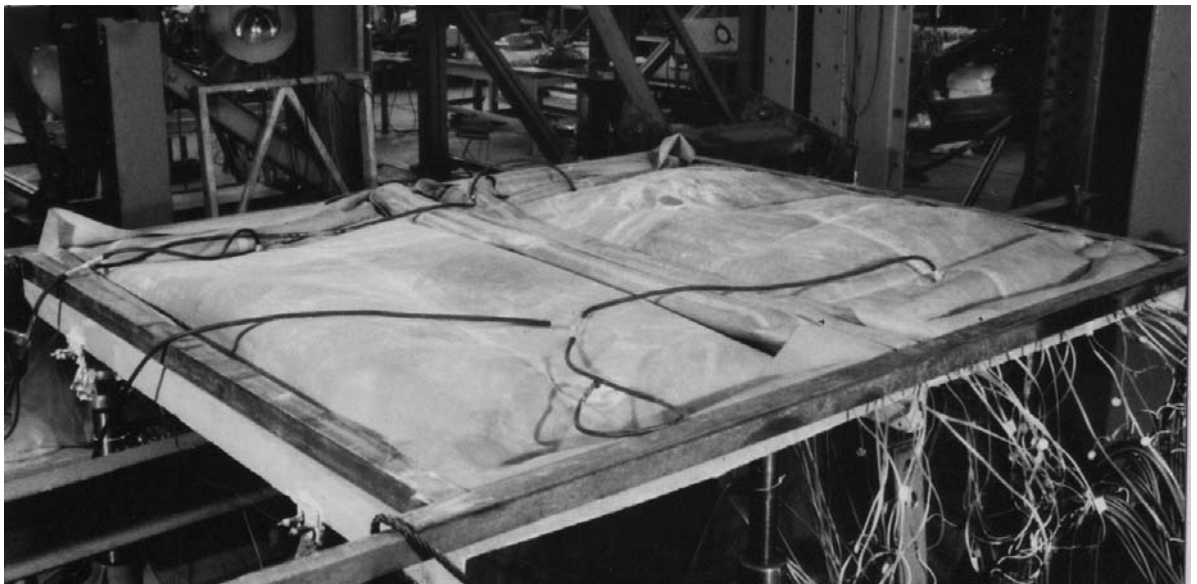


Bild 3.33: Auf Modell 6 ausgelegte Luftsäcke

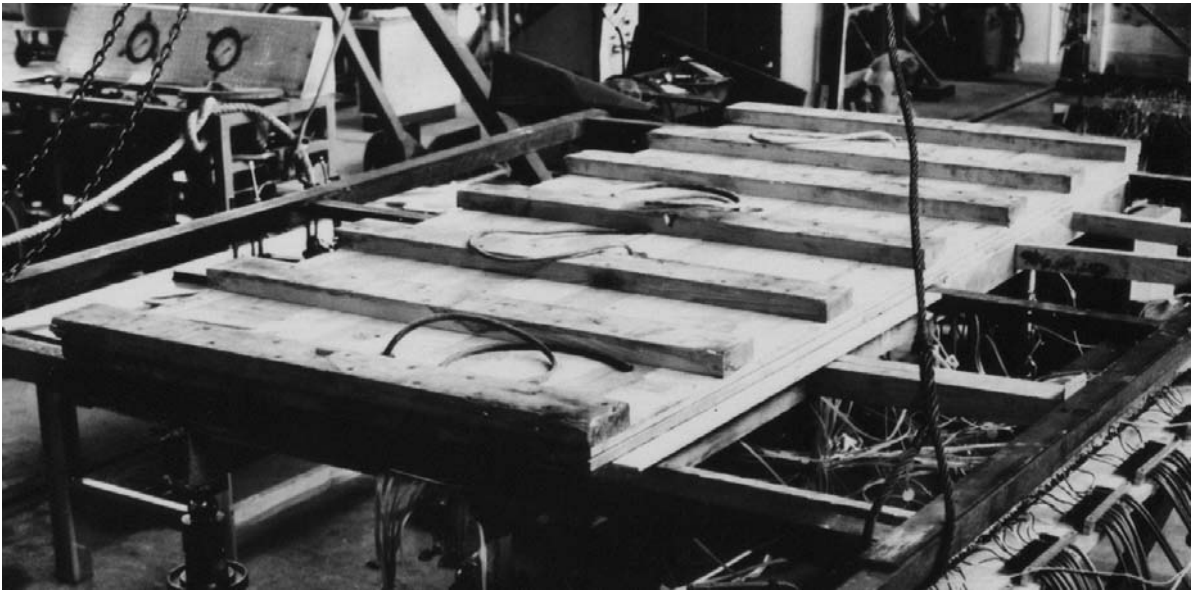


Bild 3.34: Abgedeckte Luftsäcke (Modell 3/2)

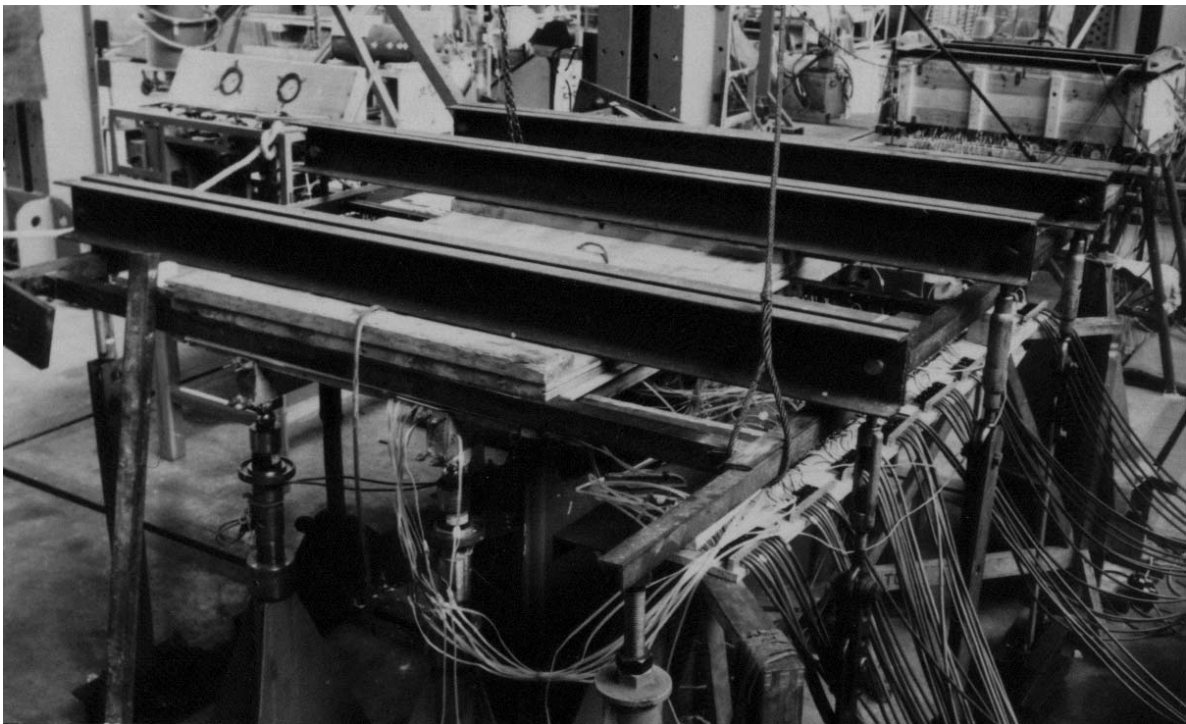


Bild 3.35: Gesamter Versuchsaufbau für Flächenlasten mit Modell 3/2

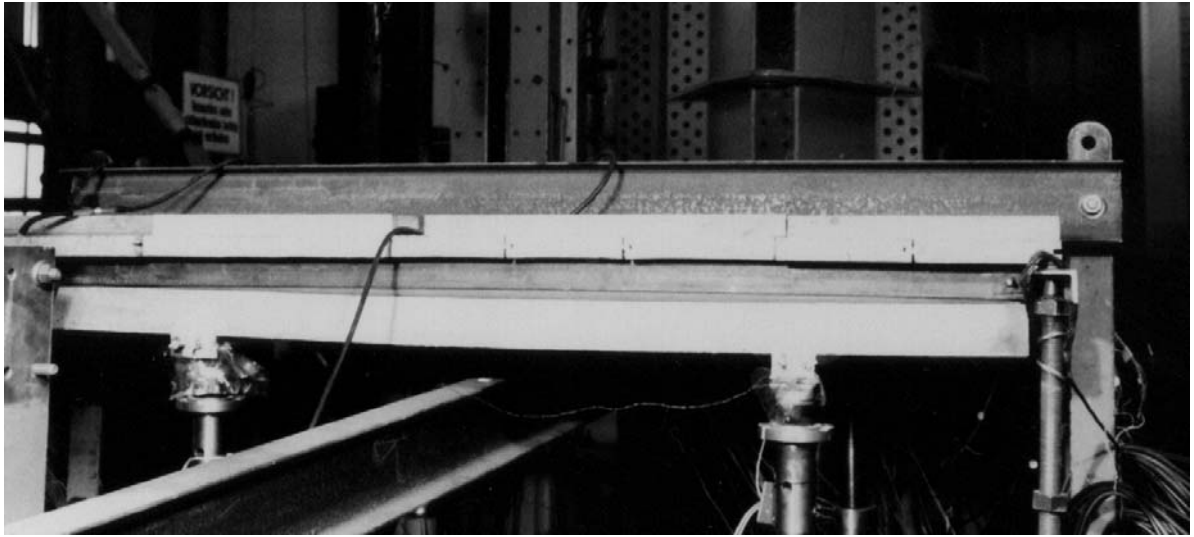


Bild 3.36: Fertiger Belastungsaufbau für Modell 6, Blick auf die Endaulager

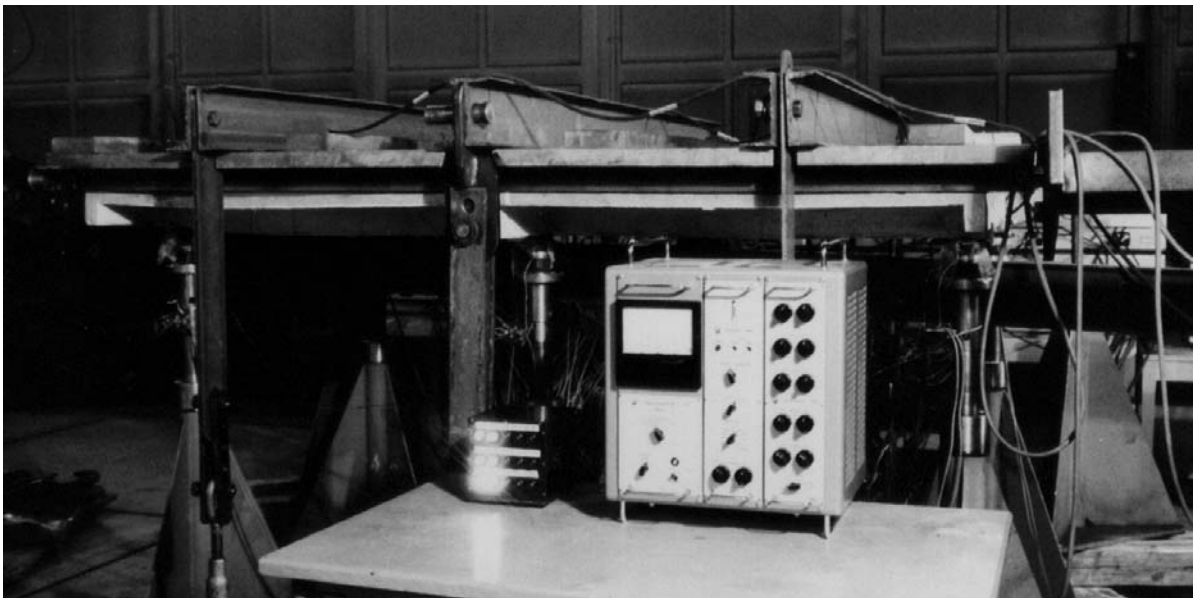


Bild 3.37: Fertiger Belastungsaufbau für Modell 6, Blick auf die Längsseite

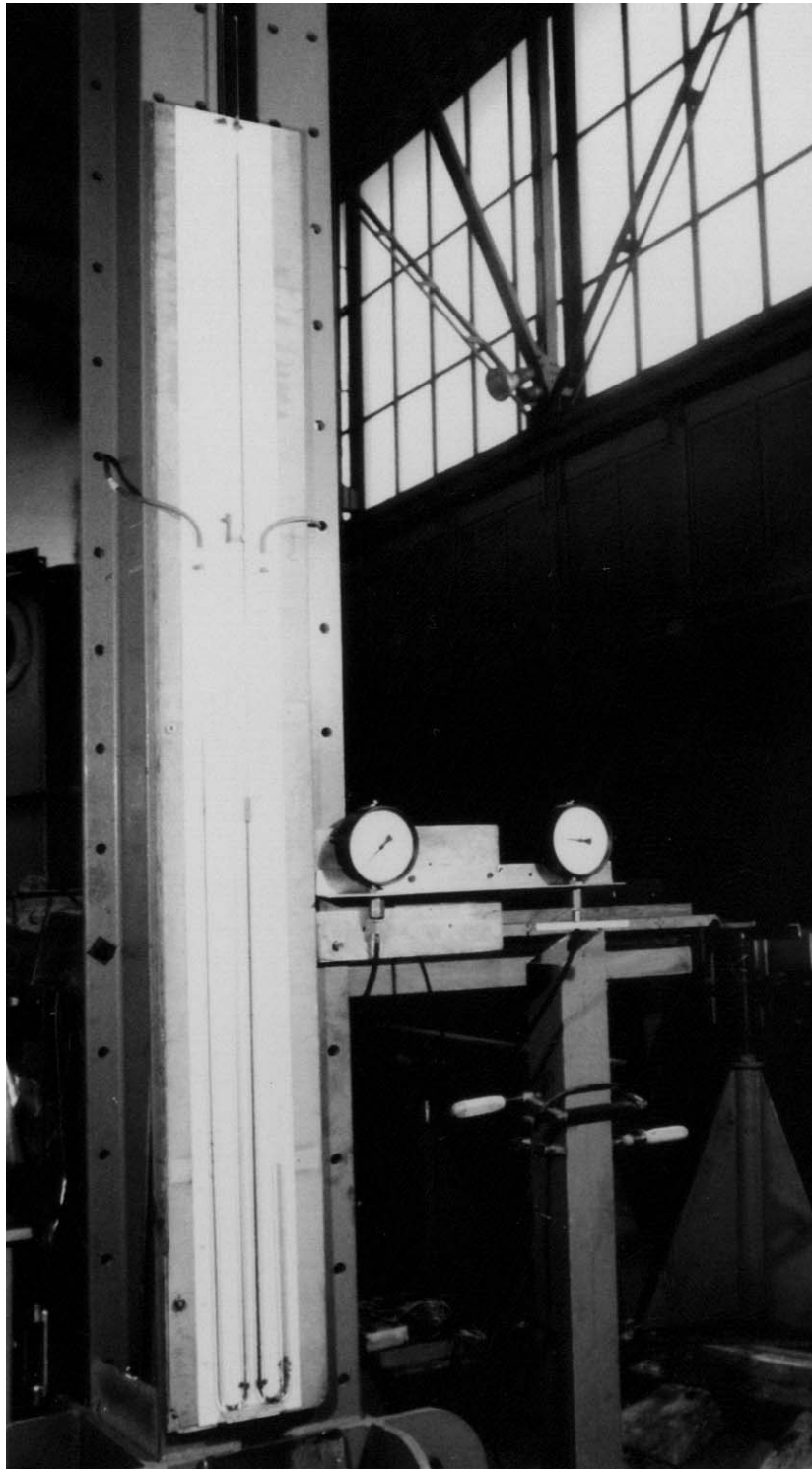
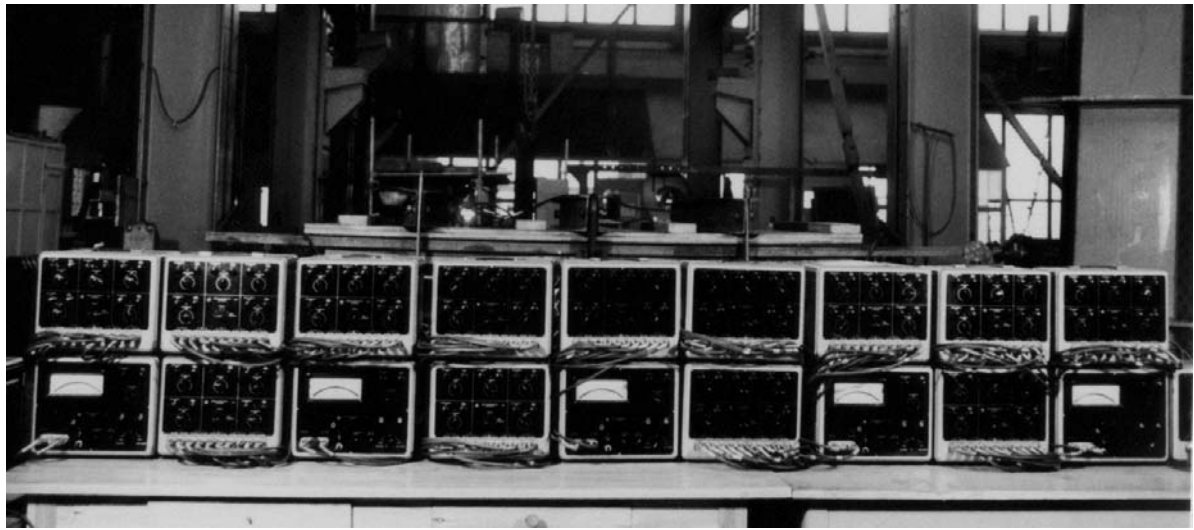


Bild 3.38: Manometer (Wassersäule) zur Kontrolle des Druckes in den Luftsäcken



(a) Erforderlicher Meßbereich für die Versuche



(b) Für die Versuche benötigte Mannschaft

Bild 3.39: Damaliger Aufwand bei der Versuchsdurchführung

3.2.6 Versuchsablauf

Die Versuche erforderten damals einen hohen personellen Aufwand. Die Meßgeräte mußten abgelesen und die Ergebnisse mit Hand aufgeschrieben werden. Die Belastung durch Spannschlösser bei den Linienlasten mußte ebenfalls durch Personen eingetragen werden. Für die Flächenlasten wurden die Luftsäcke durch Fußluftpumpen gefüllt, da so eine genauere Steuerung der Belastung gewährleistet werden konnte, als es mit Druckluft möglich gewesen wäre.

Bild 3.39 vermittelt einen Eindruck davon, welcher personelle Aufwand damals für die Durchführung der Versuche erforderlich war.

3.3 Versuchsergebnisse

Die Ergebnisse der Versuche sind ausführlich in [9] beschrieben, eine Zusammenfassung zur mitwirkenden Plattenbreite gibt [11], zur Biegesteifigkeit [12].

Die folgenden Bilder 3.40 bis 3.53 sollen nun das Verhalten der Modelle unter Last, besonders auch unter Bruchlast verdeutlichen.

3.3.1 Rechteckbalken

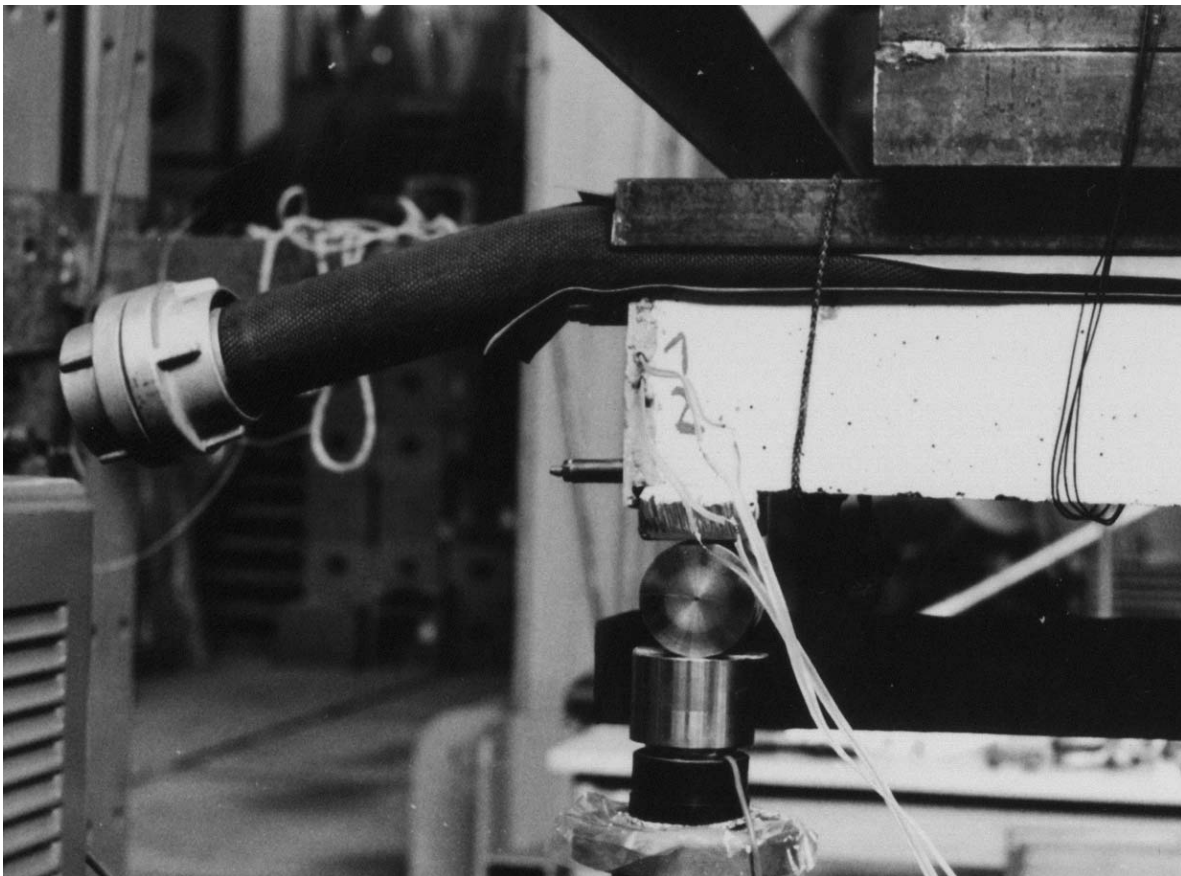


Bild 3.40: Endauflager beim Rechteckbalken

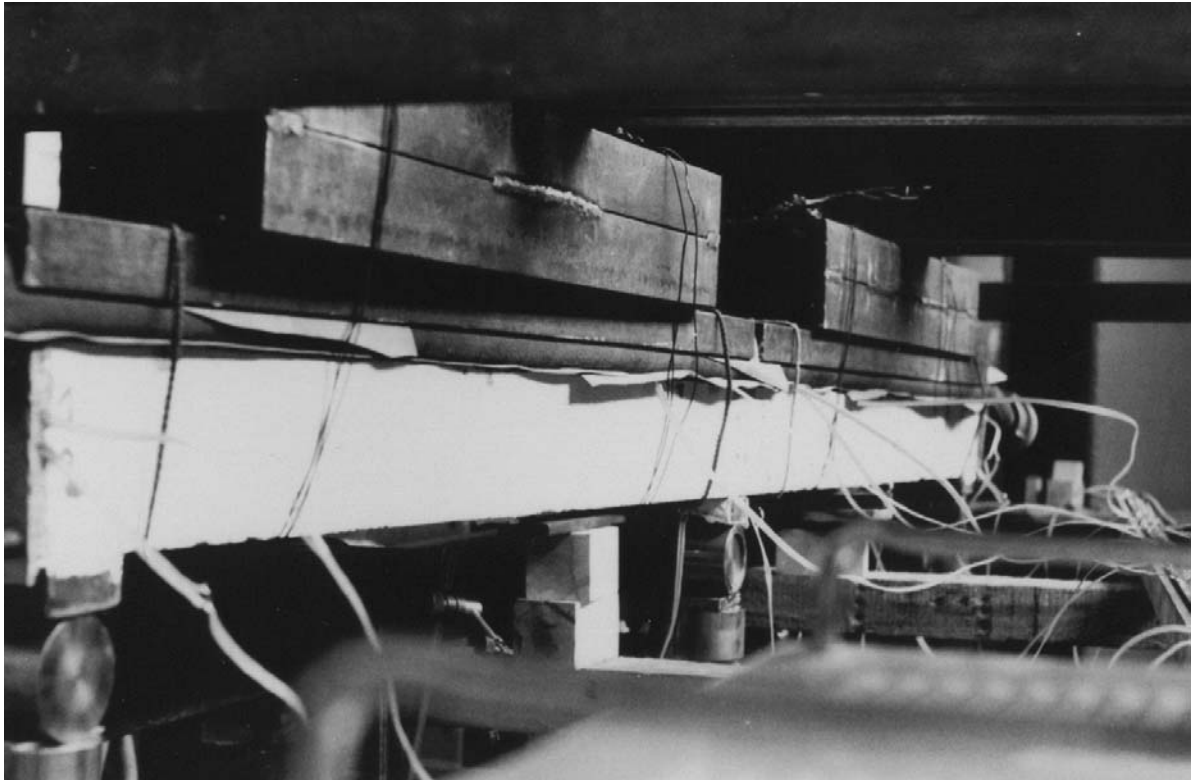


Bild 3.41: Gesamter Belastungsaufbau für den Rechteckbalken. Die Stapel im Feld dienten zur Absturzsicherung, sie wurden nie benötigt.

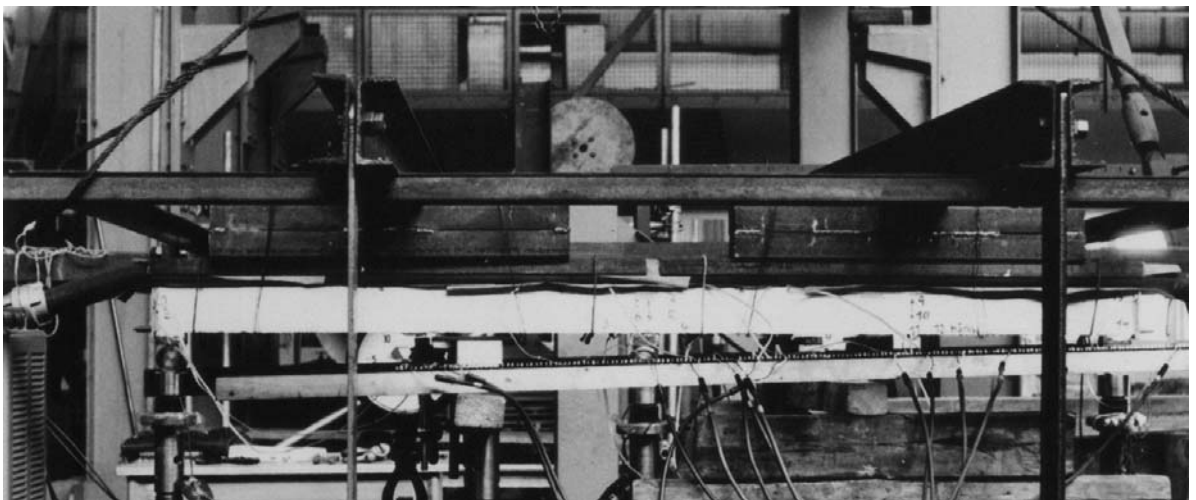


Bild 3.42: Überblick über gesamten Versuchsaufbau

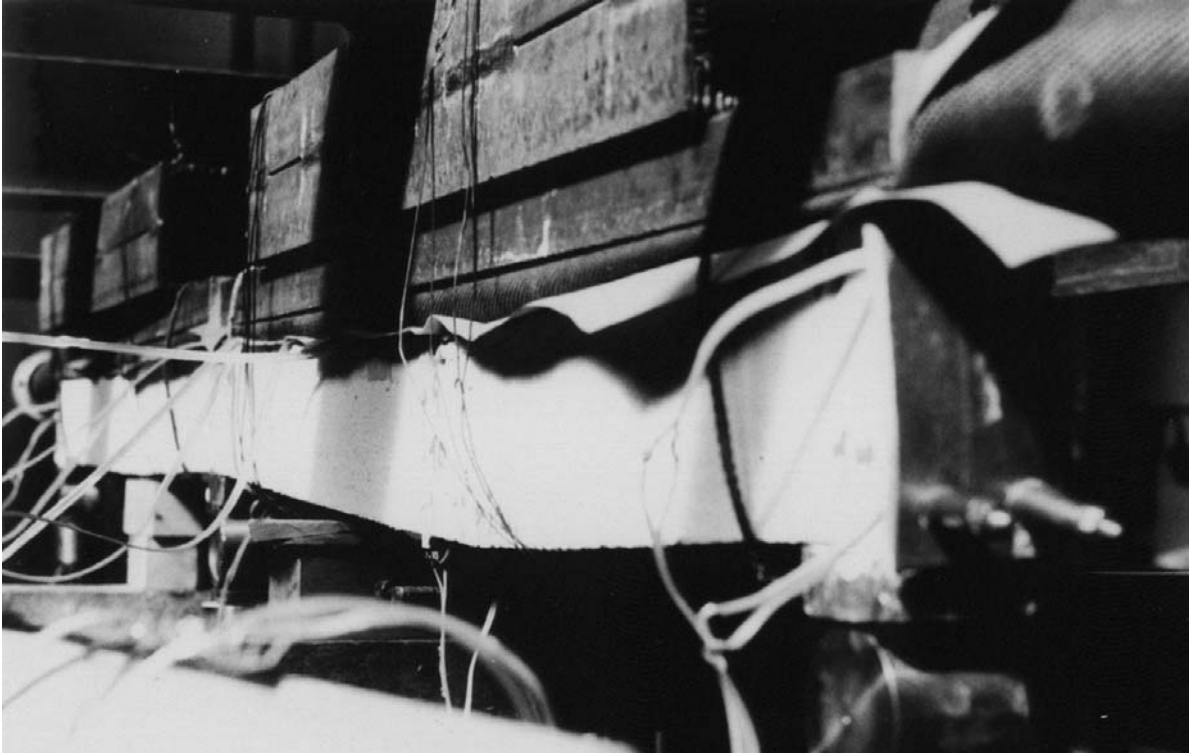


Bild 3.43: Durchbiegung unter Bruchlast

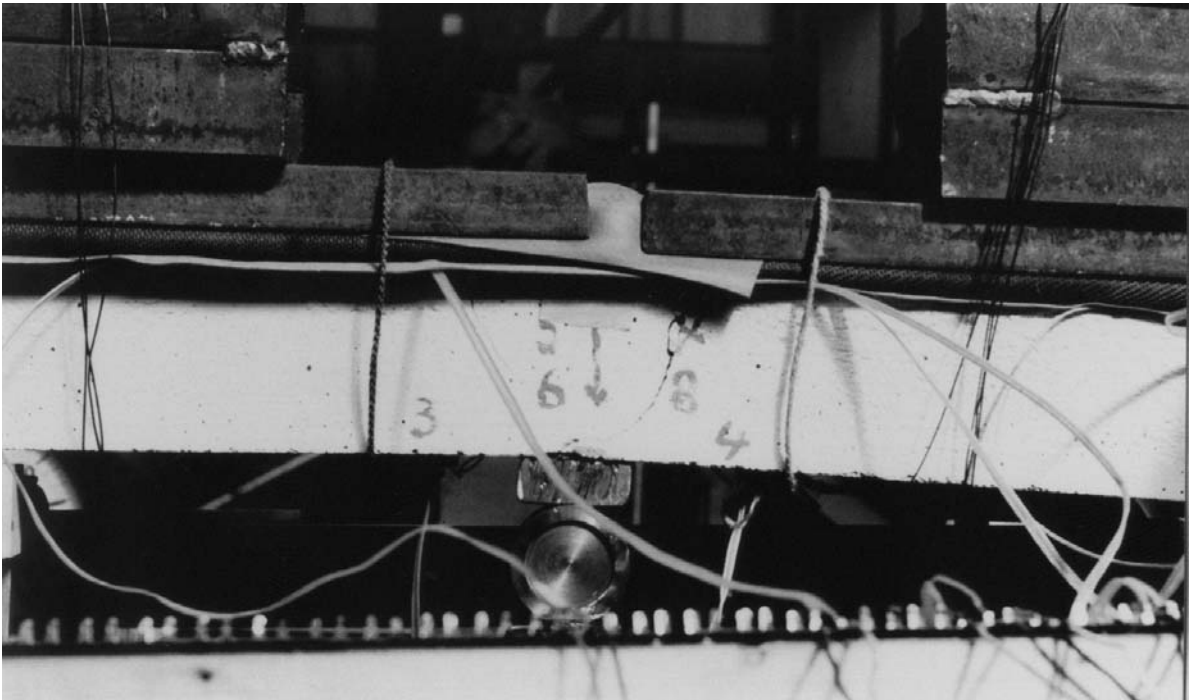


Bild 3.44: Mittelaufleger unter Bruchlast

3.3.2 Einstegige Plattenbalken unter Flächenlast



Bild 3.45: Endquerschnitt von Modell 2/2 unter Bruchlast. Deutlich ist die große Verformung der Platte zu erkennen.

3.3.3 Zweistegige Plattenbalken unter Linienlast



Bild 3.46: Endfeld von Modell 4/3 nach ausgeprägter Rißbildung

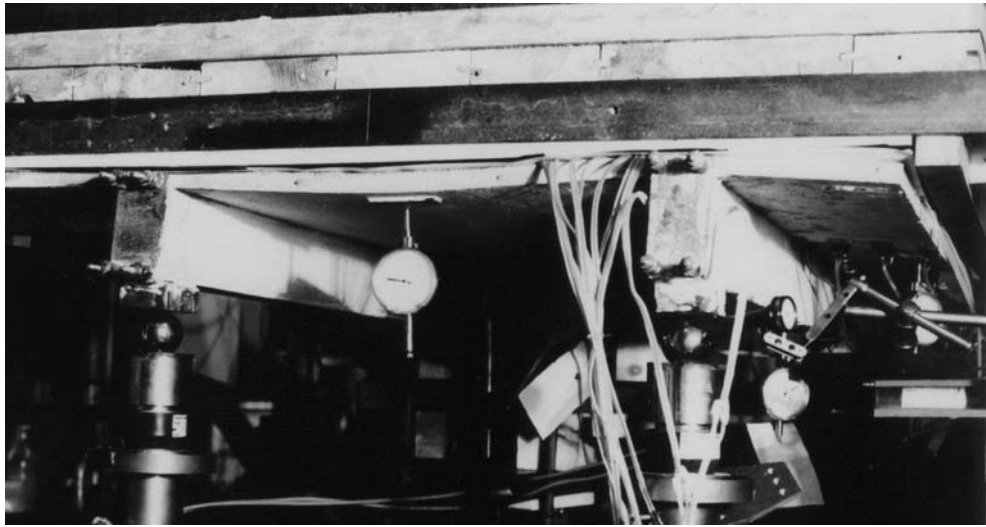


Bild 3.47: Endfeld von Modell 4/3 unter Bruchlast

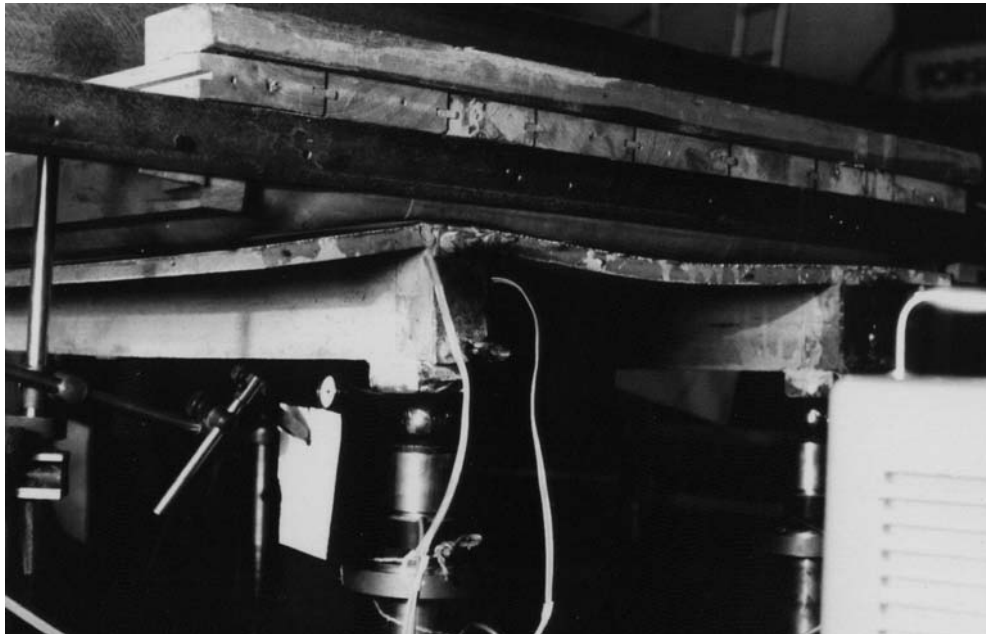


Bild 3.48: Modell 4/3 nach Belastung und Ausbau der Lager. Der Abdruck des Schlauches ist auch aus dieser Blickrichtung zu erkennen (vergleiche Bild 3.22).

3.3.4 Zweistegige Plattenbalken unter Flächenlast



(a) unter Gebrauchslast



(b) unter Bruchlast

Bild 3.49: Modell 3/2 (ZWS-Ende nach Bild [3.69](#))



Bild 3.50: Modell 3/2 unter Bruchlast (WJB-Ende nach Bild 3.69) schräg von unten

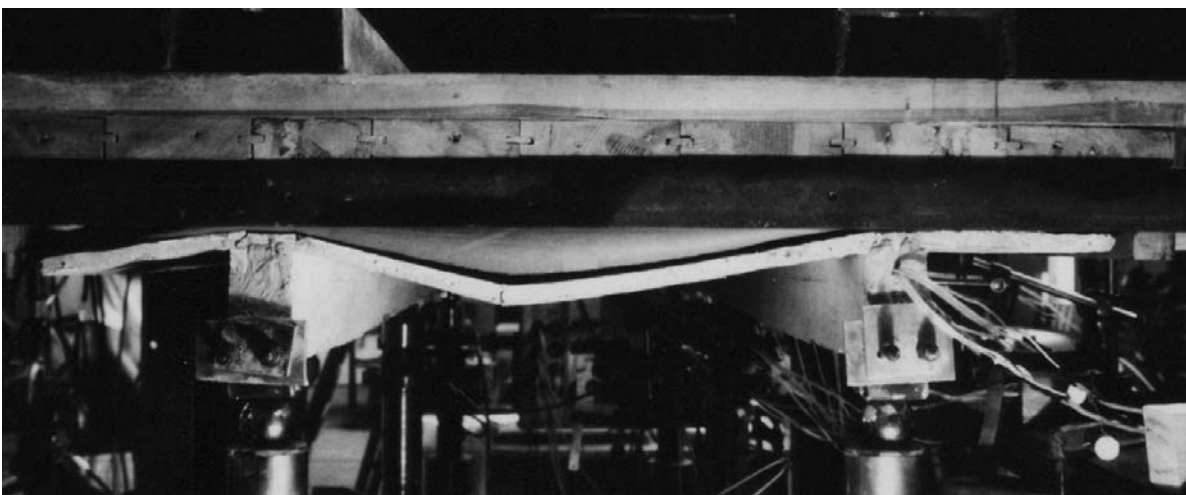


Bild 3.51: Modell 3/2 unter Bruchlast (WJB-Ende nach Bild 3.69)

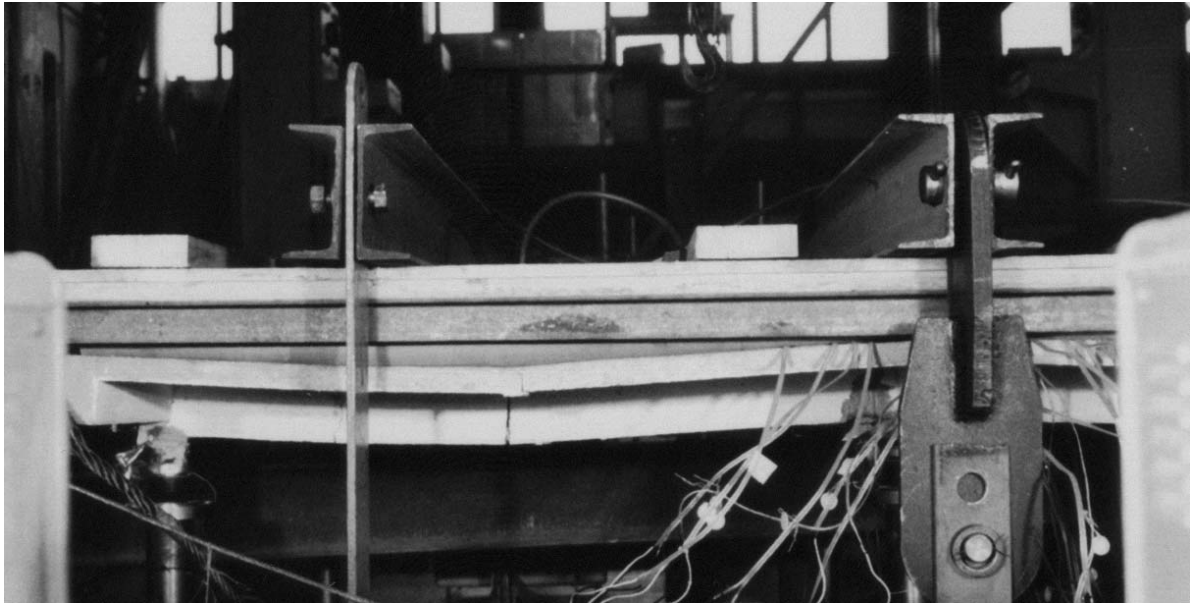


Bild 3.52: Modell 6 Feld 1 unter Bruchlast

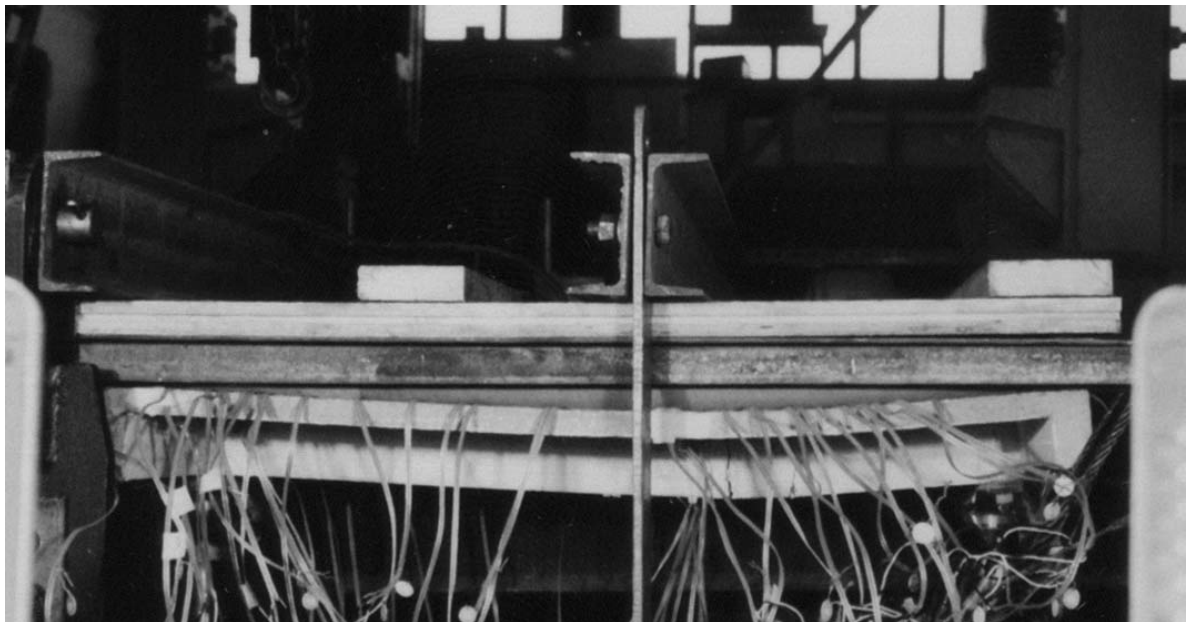


Bild 3.53: Modell 6 Feld 2 unter Bruchlast

3.3.5 Ausgewählte Detailpunkte

Einige Besonderheiten des Tragverhaltens und der Bewehrungskonstruktion sollen an den Bildern 3.54 bis 3.60 werden.



(a) Ansicht eines ganzen Steges



(b) Ausschnitt aus Bild 3.54(a)

Bild 3.54: Bruchriß im Feld von Modell 6. Es ist zu erkennen, dass die Biegerisse des Steges in die Platten eindringen.

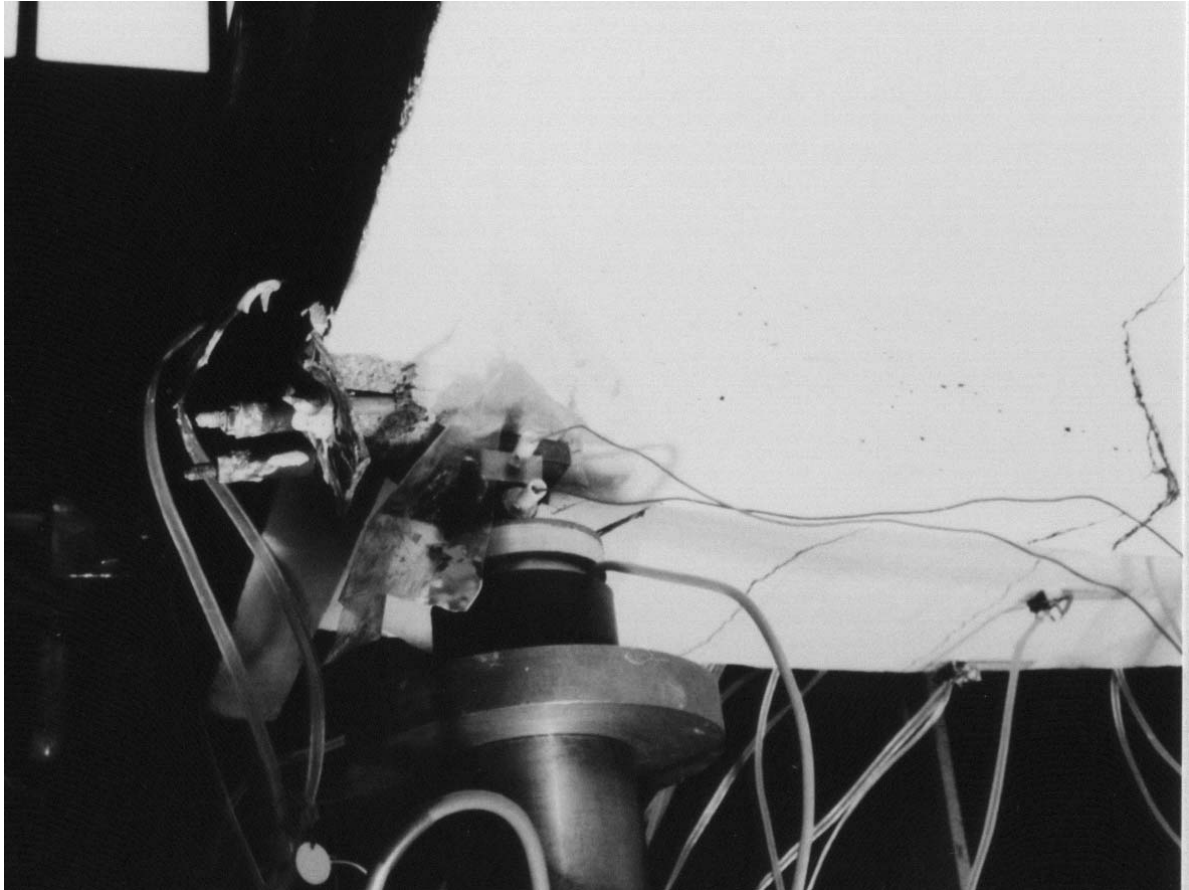


Bild 3.55: Durch Verankerungskraft zerstörter Endquerschnitt von Modell 4/2



Bild 3.56: Druckzonenerstörung am Mittelaufleger von Modell 6

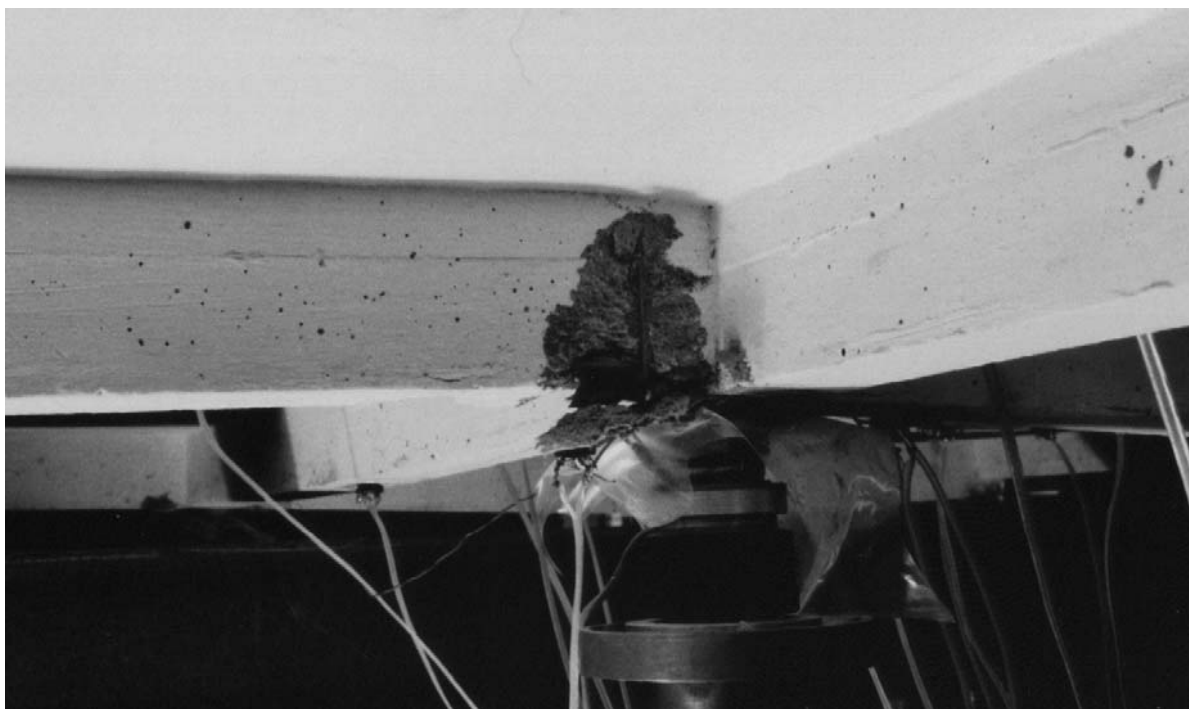


Bild 3.57: Druckzonenerstörung am Mittelaufleger von Modell 6 (zweiter Steg)



Bild 3.58: Verformungen der Innenplatte am Modell 3/2 nach dem Versuch. Deutlich ist die oben herausgerissene obere Montagebewehrung zu sehen, vergleiche Bild [3.69\(b\)](#) und [3.59](#)

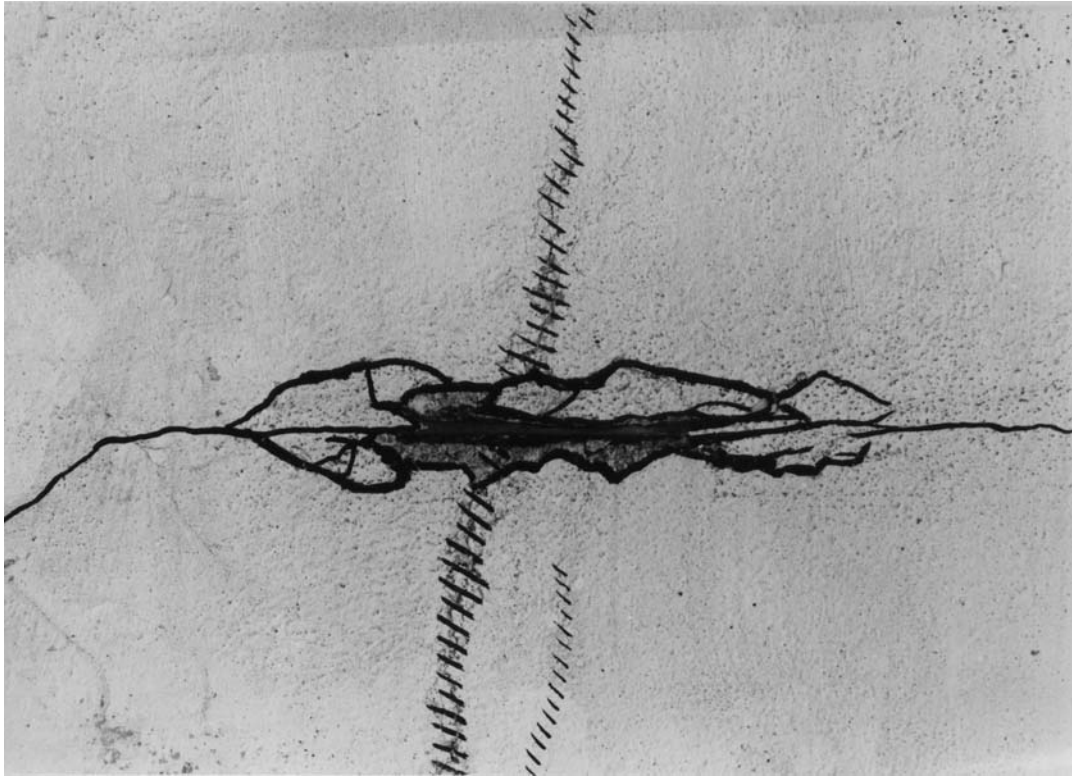


Bild 3.59: Ausschnitt aus Bild 3.69(b); Durch die großen Plattendurchbiegung herausgerissene obere Montagebewehrung; Die Schraffierung weist auf Zerstörungen der Betondruckzone in der Platte hin.

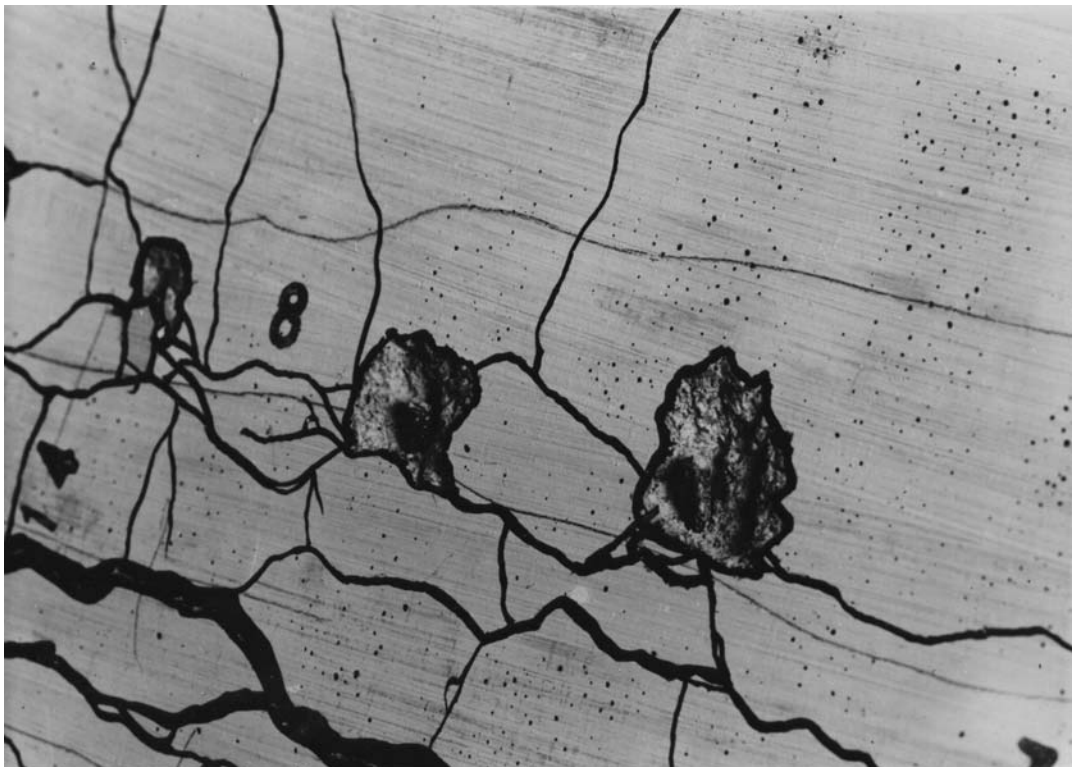


Bild 3.60: Ausschnitt aus Bild 3.69(c); Durch die großen Beanspruchungen aufgezugene Endhaken der oberen Plattenbewehrung

3.3.6 Bruchbilder der Versuchskörper

Im folgenden Abschnitt werden die Bruchbilder der im Rahmen des Versuchsprogramms „Durchlaufende Plattenbalken“ geprüften Versuchskörper vorgestellt. Nach Abschluß der Versuche wurden alle Versuchskörper durch das Nachzeichnen der Risse und durch Kennzeichnung von Bereichen mit Druckzonenerstörungen aufbereitet, siehe Bild 3.61.

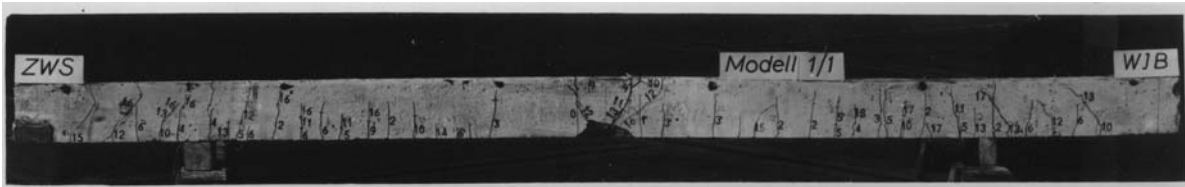
Zum Vergleich wurden auch zwei Rechteckbalken geprüft (Bild 3.40 bis 3.44 sowie 3.62 und 3.63). Mit Ausnahme der großen Modelle 5 und 6 werden alle drei Ansichten eines Versuchskörpers auf einer Seite zusammengefaßt. Bei den Plattenbalken wird die reine Seitenansicht der Rechteckbalken durch eine schräge Untersicht ersetzt, aus der der Übergang der Biegerisse vom Steg in die Platte besser zu erkennen ist. Die Rißbilder infolge von Linien- bzw. Flächenlast zeigen deutliche Unterschiede sowie den Einfluß der zweiachsigen Tragwirkung, wenn Querunterzüge vorhanden sind.

3.4 Bildnachweis zum Abschnitt 3

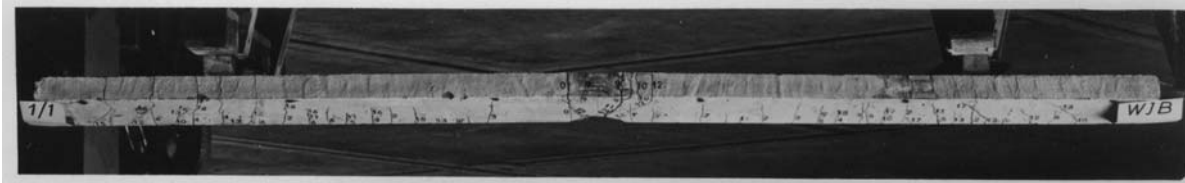
Die Bilder 3.1, 3.4, 3.10, 3.18, 3.19, 3.20 und 3.29 sind ergänzte Ausschnitte aus Bildern in [9], die Bruchbilder im Abschnitt 3.3.6 stammen aus dem Archiv des Instituts für Massivbau der TU Dresden und wurden im Jahr 1965 im Auftrag des damaligen Lehrstuhls für Stahlbeton, Spannbeton und Massivbrücken von der Bildstelle der TU Dresden hergestellt. Die restlichen Bilder im Abschnitt 3 sind aus dem Archiv des Verfassers.



Bild 3.61: Verfasser beim Zeichnen des Rißbildes am Versuchskörper 4/2



(a) Seitenansicht

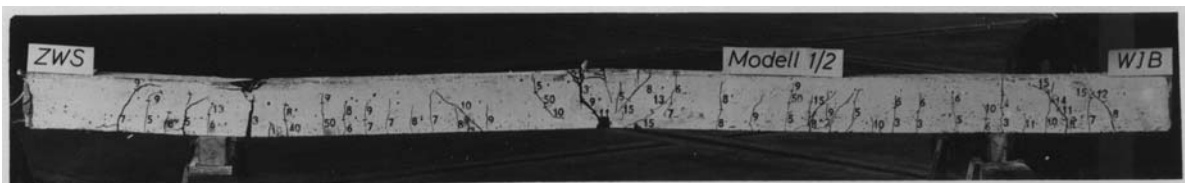


(b) Blick schräg von oben

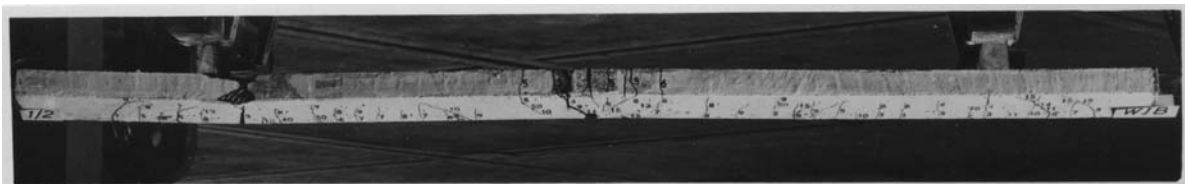


(c) Blick schräg von unten

Bild 3.62: Bruchbilder für Modell 1/1 (Rechteckbalken)



(a) Seitenansicht



(b) Blick schräg von oben

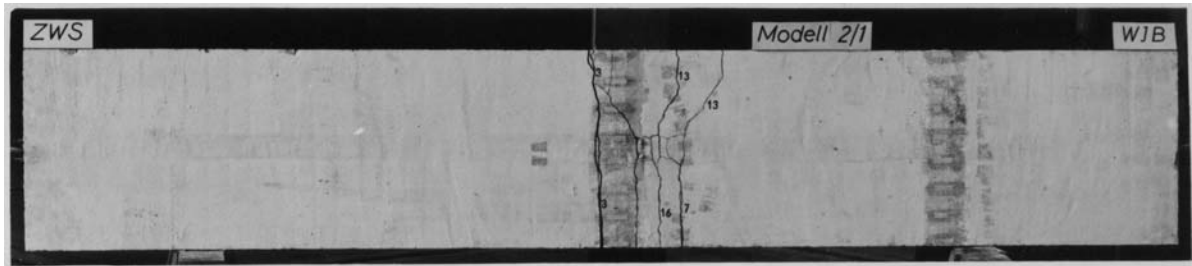


(c) Blick schräg von unten

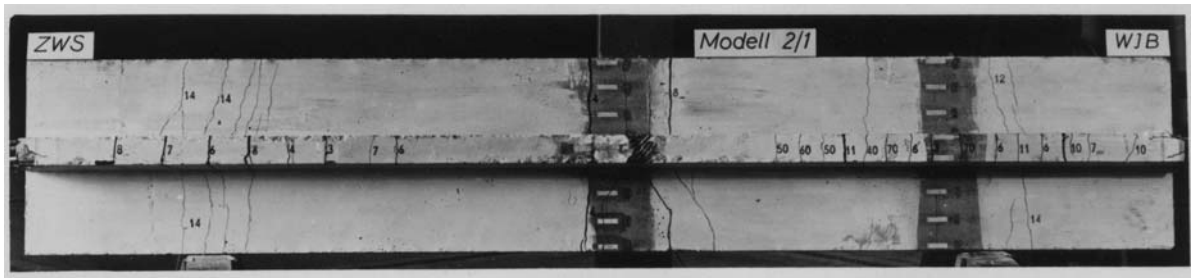
Bild 3.63: Bruchbilder für Modell 1/2 (Rechteckbalken)



(a) Seitenansicht schräg von unten

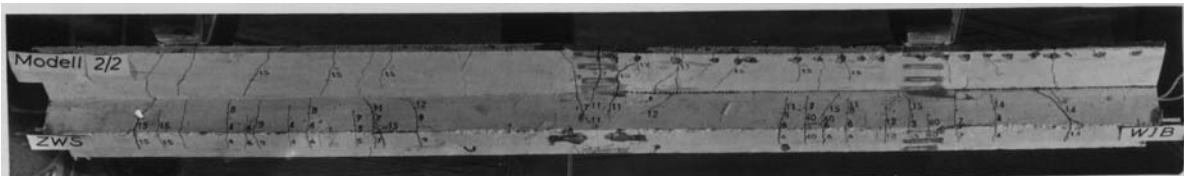


(b) Draufsicht

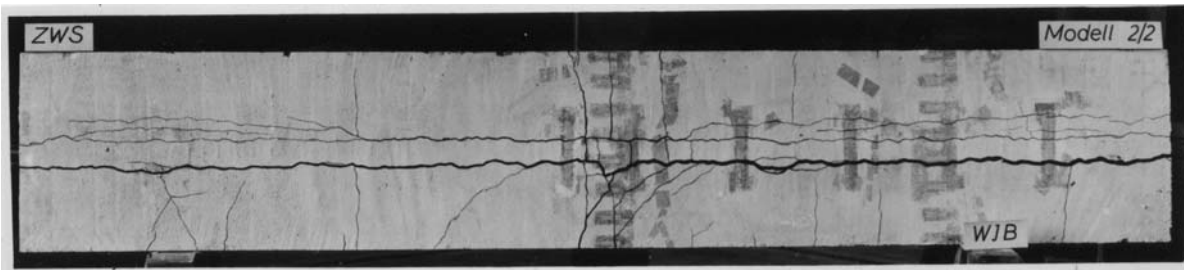


(c) Untersicht

Bild 3.64: Bruchbilder für Modell 2/1 – einsteiger Plattenbalken unter Linienlast



(a) Seitenansicht schräg von unten

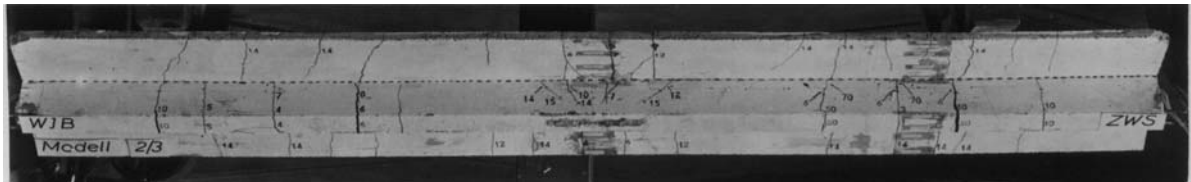


(b) Draufsicht

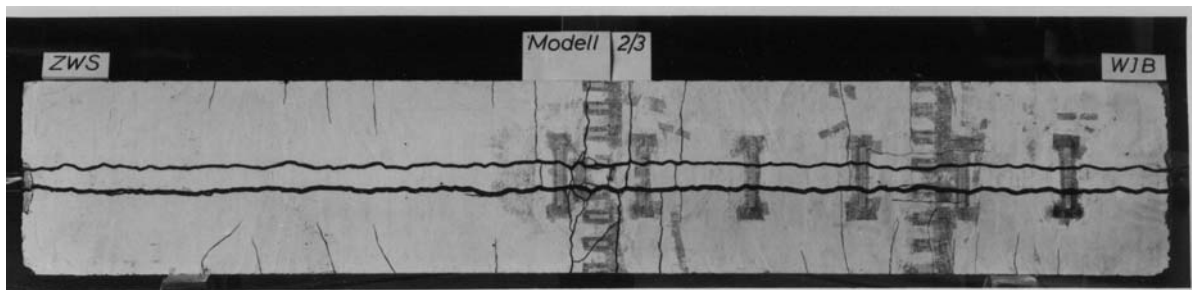


(c) Untersicht

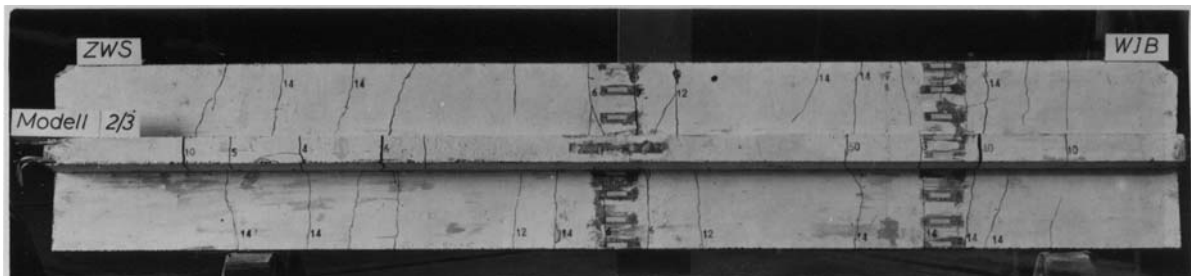
Bild 3.65: Bruchbilder für Modell 2/2 – einsteiger Plattenbalken unter Flächenlast



(a) Seitenansicht schräg von unten

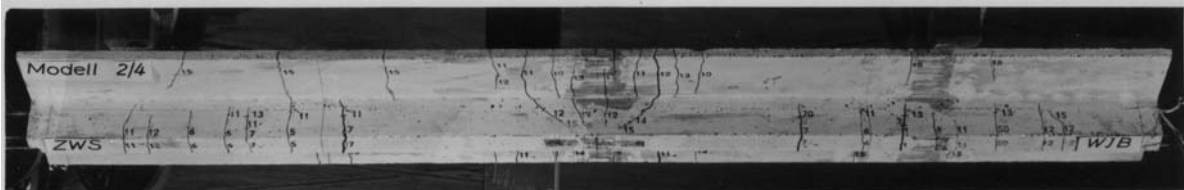


(b) Draufsicht

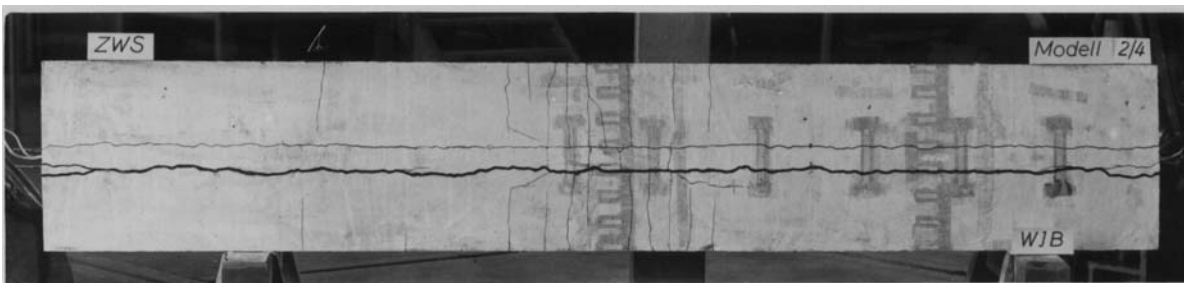


(c) Untersicht

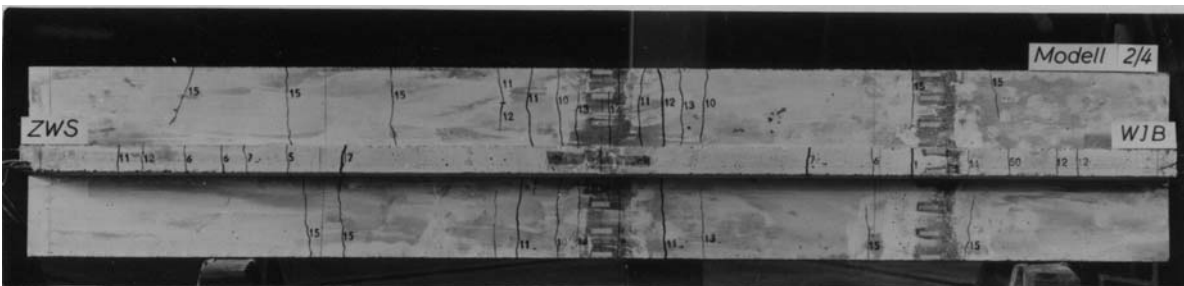
Bild 3.66: Bruchbilder für Modell 2/3 – einsteiger Plattenbalken unter Flächenlast



(a) Seitenansicht schräg von unten

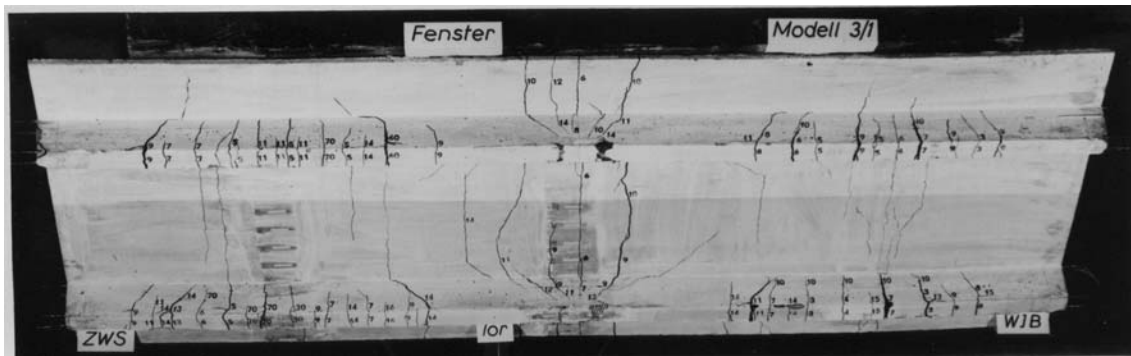


(b) Draufsicht

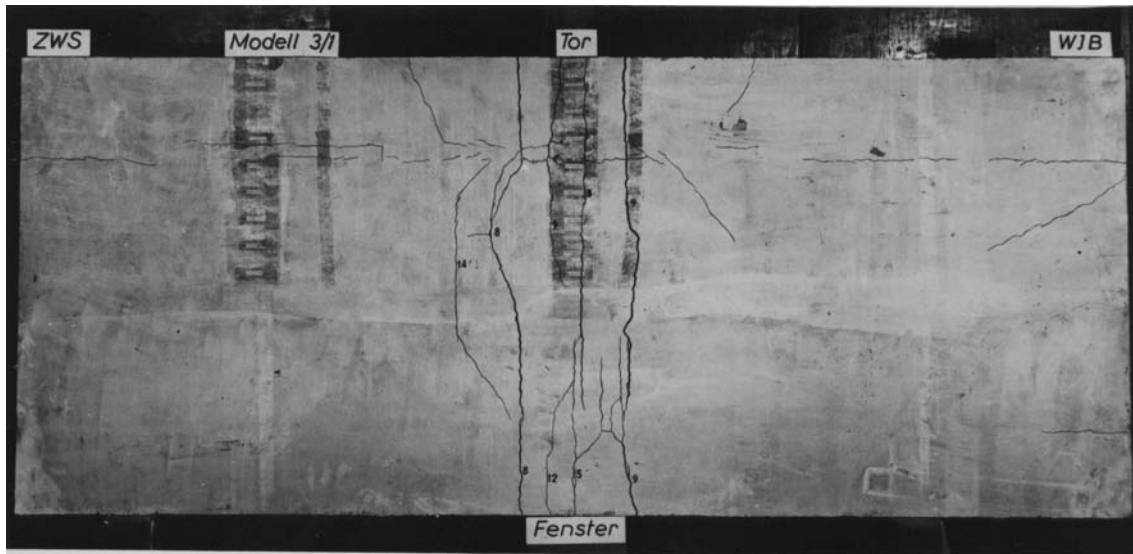


(c) Untersicht

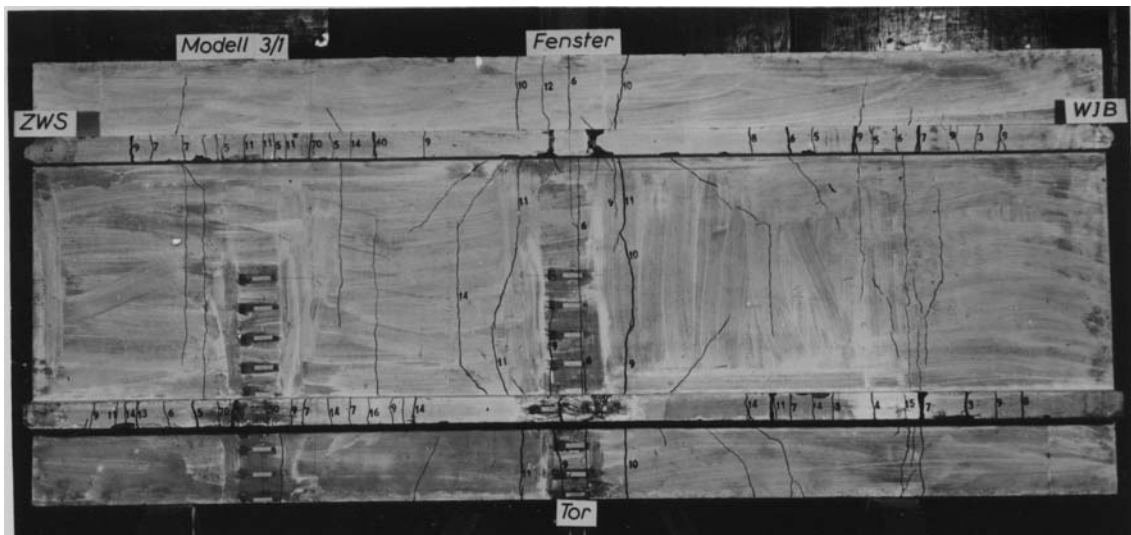
Bild 3.67: Bruchbilder für Modell 2/4 – einsteiger Plattenbalken unter Flächenlast



(a) Seitenansicht schräg von unten

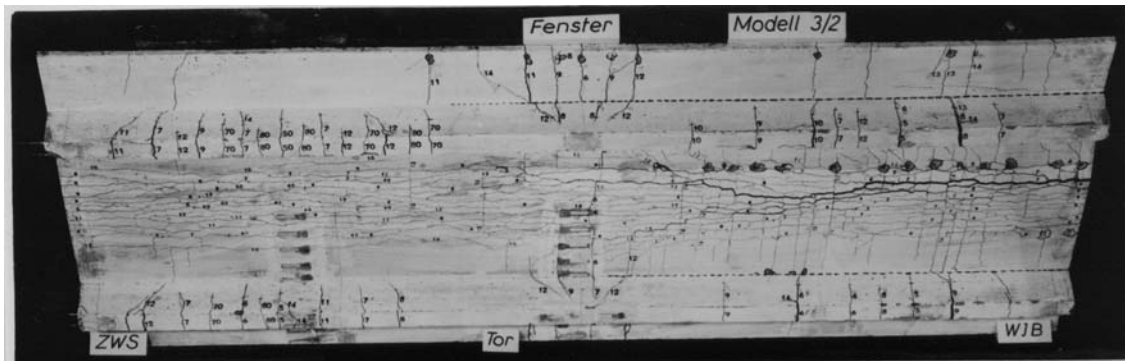


(b) Draufsicht

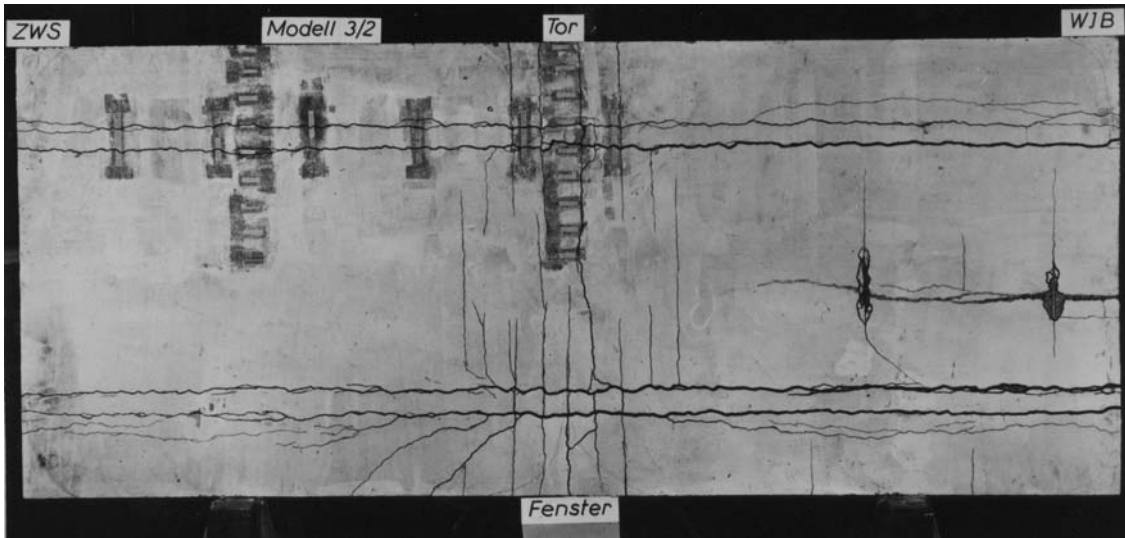


(c) Untersicht

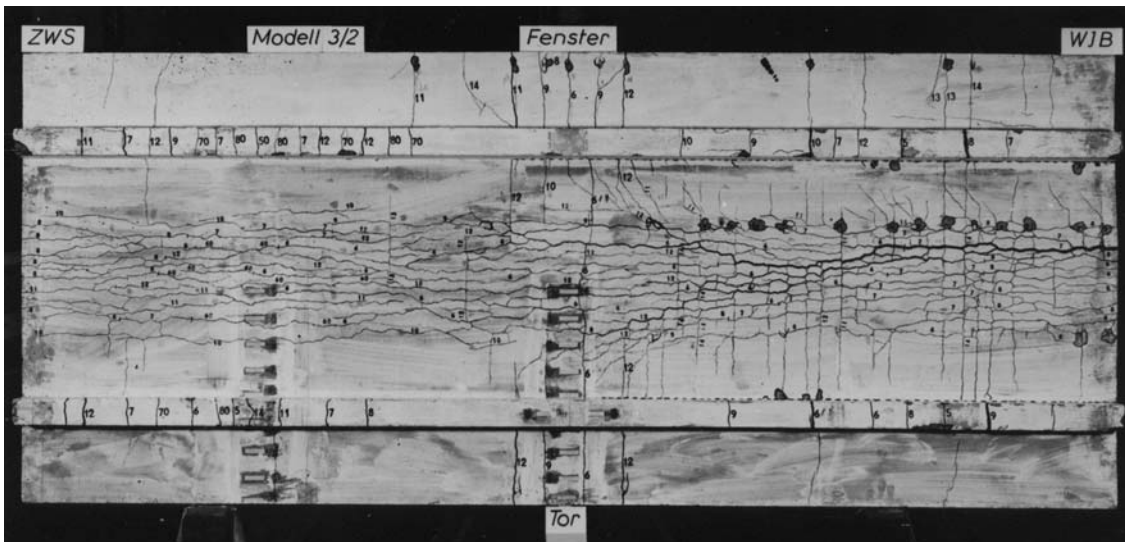
Bild 3.68: Bruchbilder für Modell 3/1 – zweistegiger Plattenbalken unter Linienlast



(a) Seitenansicht schräg von unten

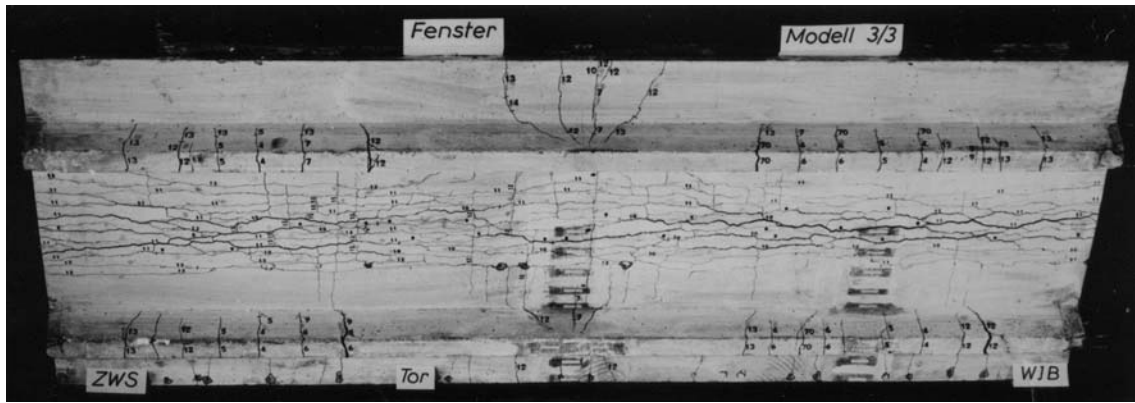


(b) Draufsicht

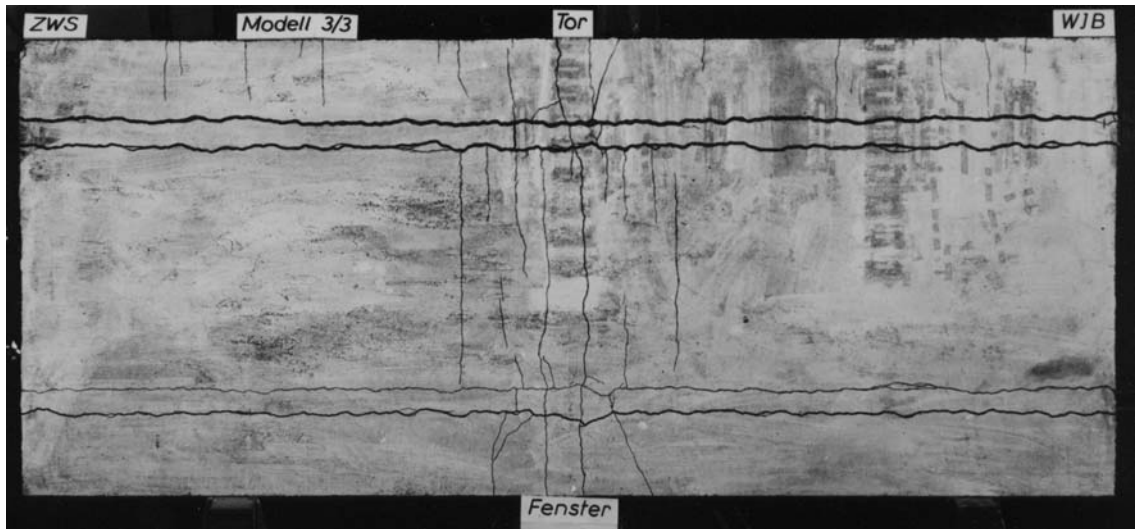


(c) Untersicht

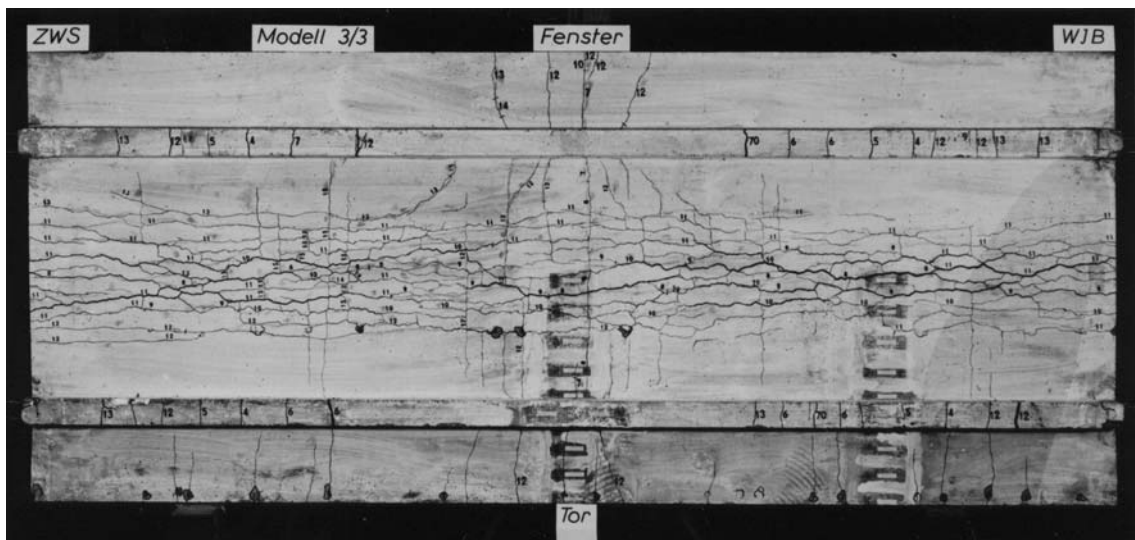
Bild 3.69: Bruchbilder für Modell 3/2 – zweistegiger Plattenbalken unter Flächenlast



(a) Seitenansicht schräg von unten

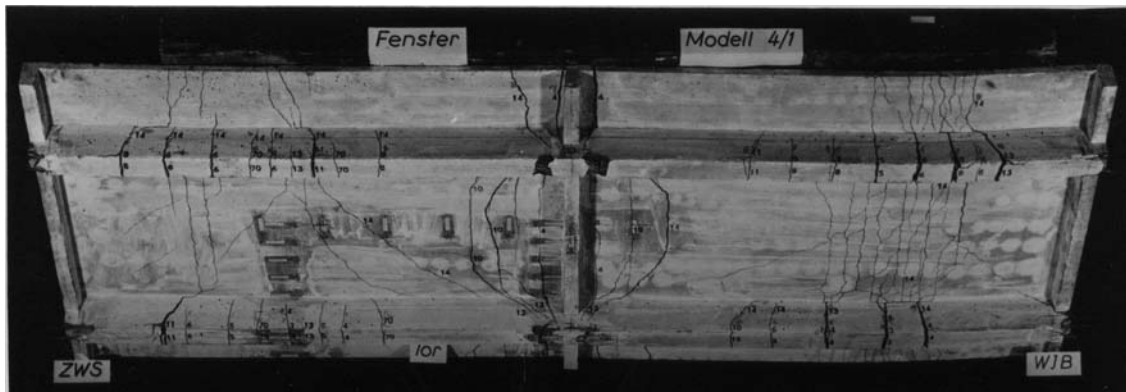


(b) Draufsicht

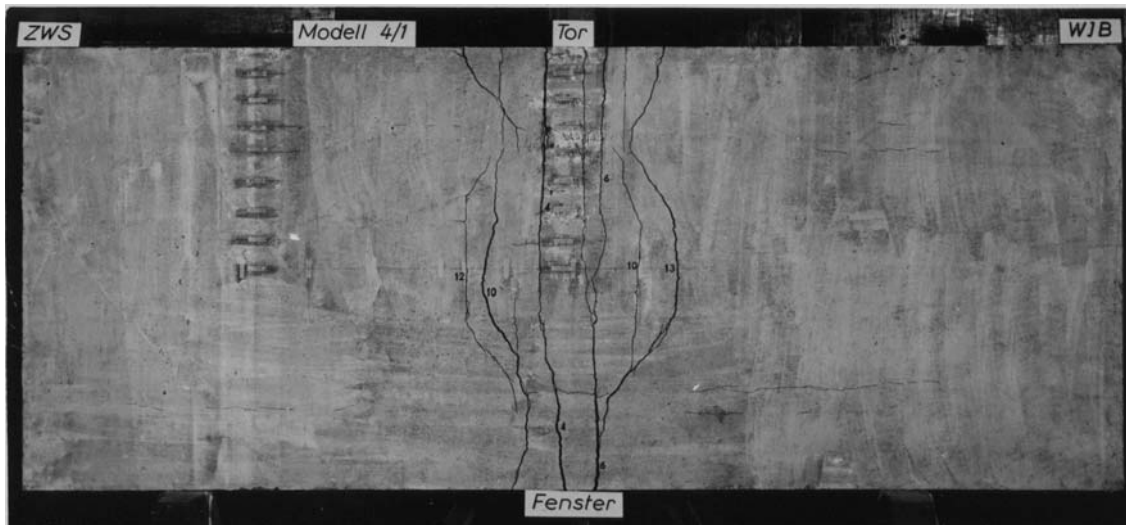


(c) Untersicht

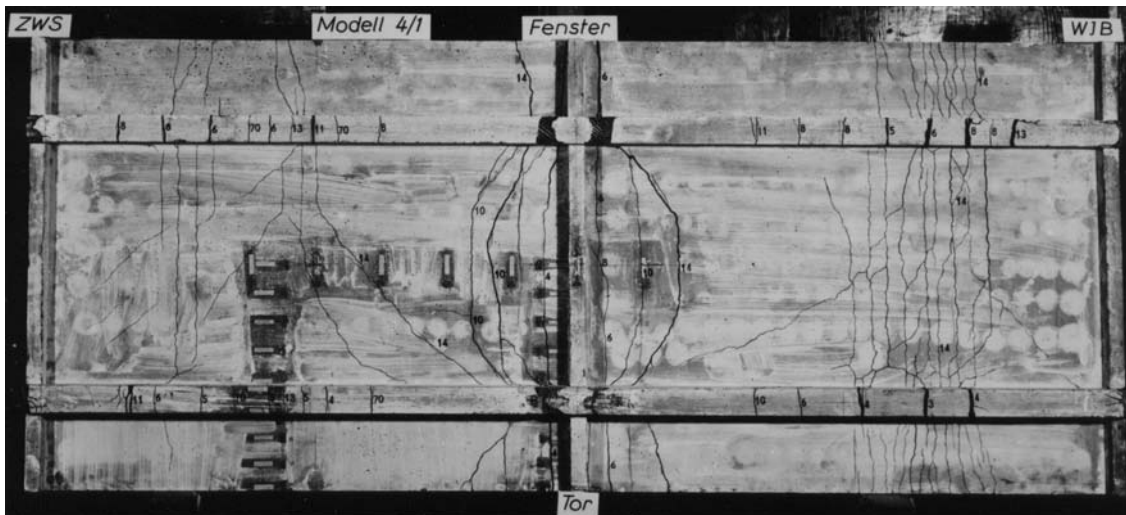
Bild 3.70: Bruchbilder für Modell 3/3 – zweistegiger Plattenbalken unter Flächenlast



(a) Seitenansicht schräg von unten

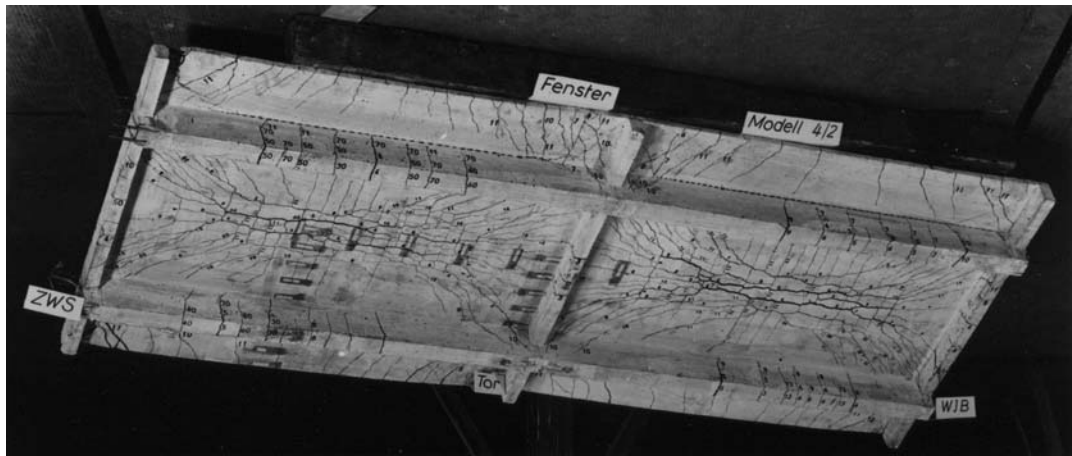


(b) Draufsicht

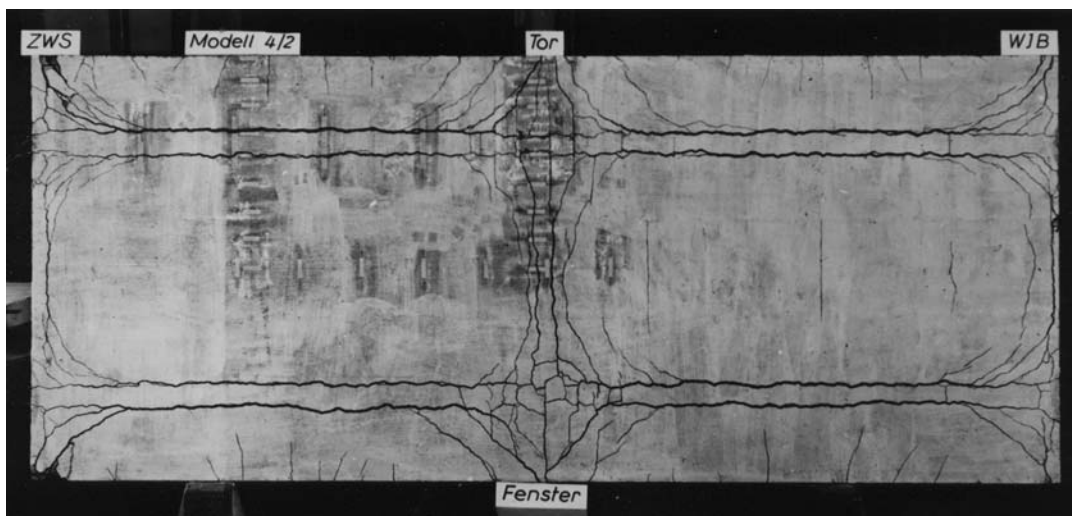


(c) Untersicht

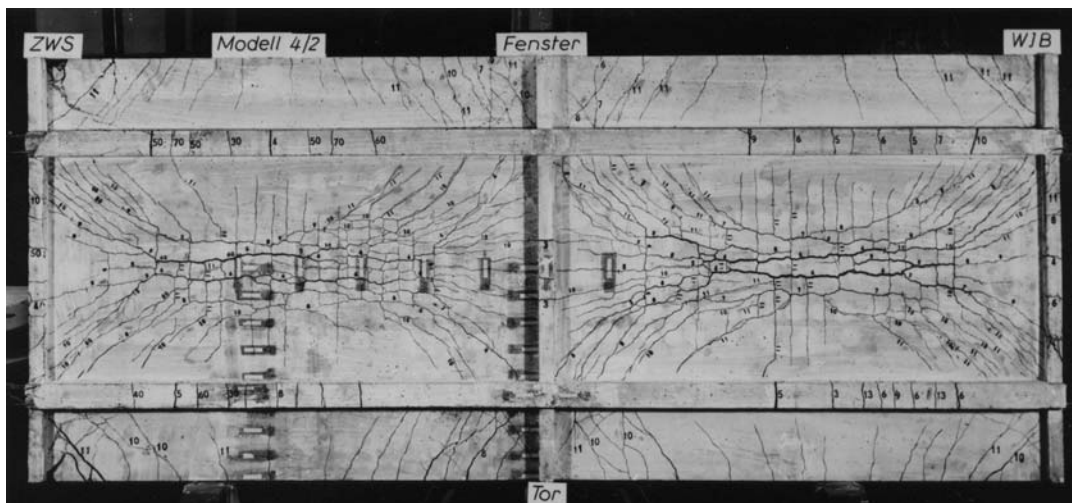
Bild 3.71: Bruchbilder für Modell 4/1 – zweistegiger Plattenbalken mit Querträgern in den Auflagerachsen unter Linienlast. Seitenverhältnis der Innenplatten $l_x/l_y = 2$



(a) Seitenansicht schräg von unten

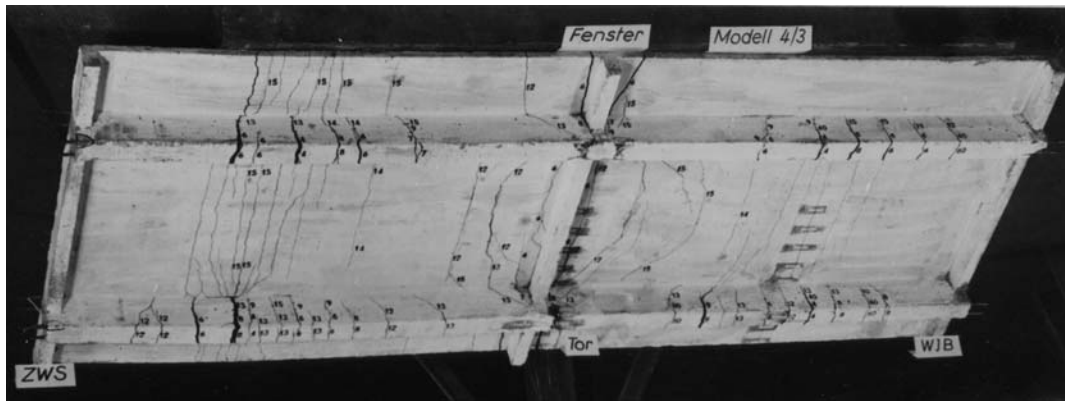


(b) Draufsicht

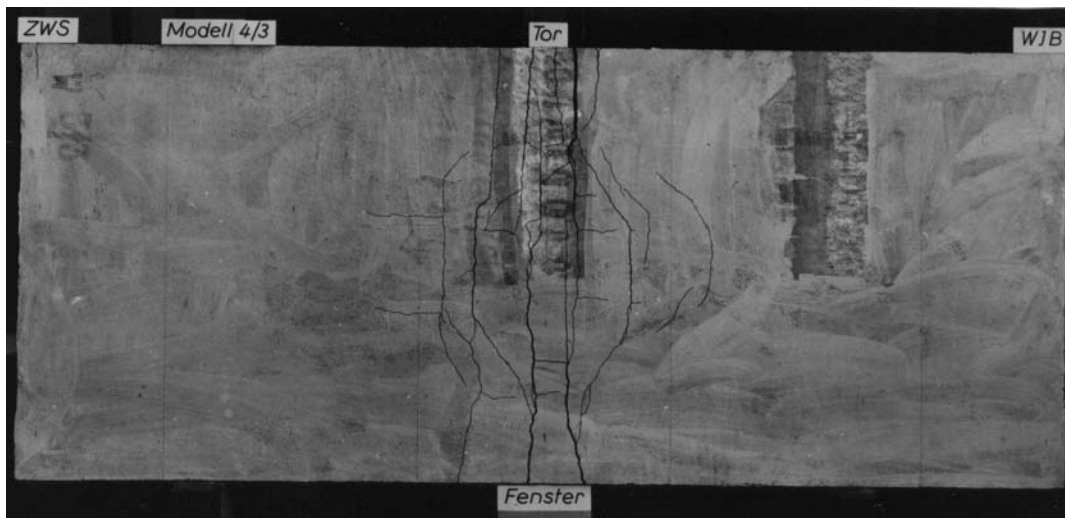


(c) Untersicht

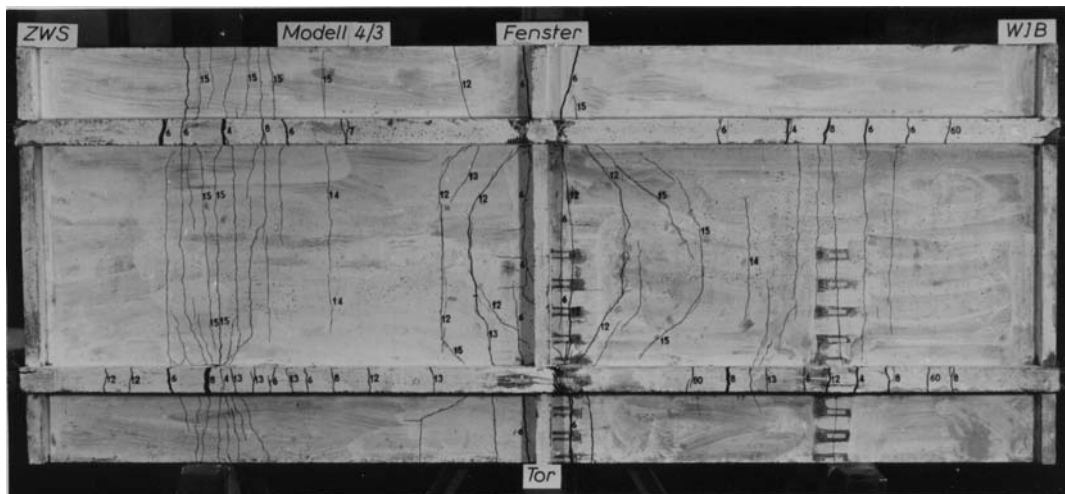
Bild 3.72: Bruchbilder für Modell 4/2 – zweistegiger Plattenbalken mit Querträgern in den Auflagerachsen unter Flächenlast. Seitenverhältnis der Innenplatten $l_x/l_y = 2$



(a) Seitenansicht schräg von unten

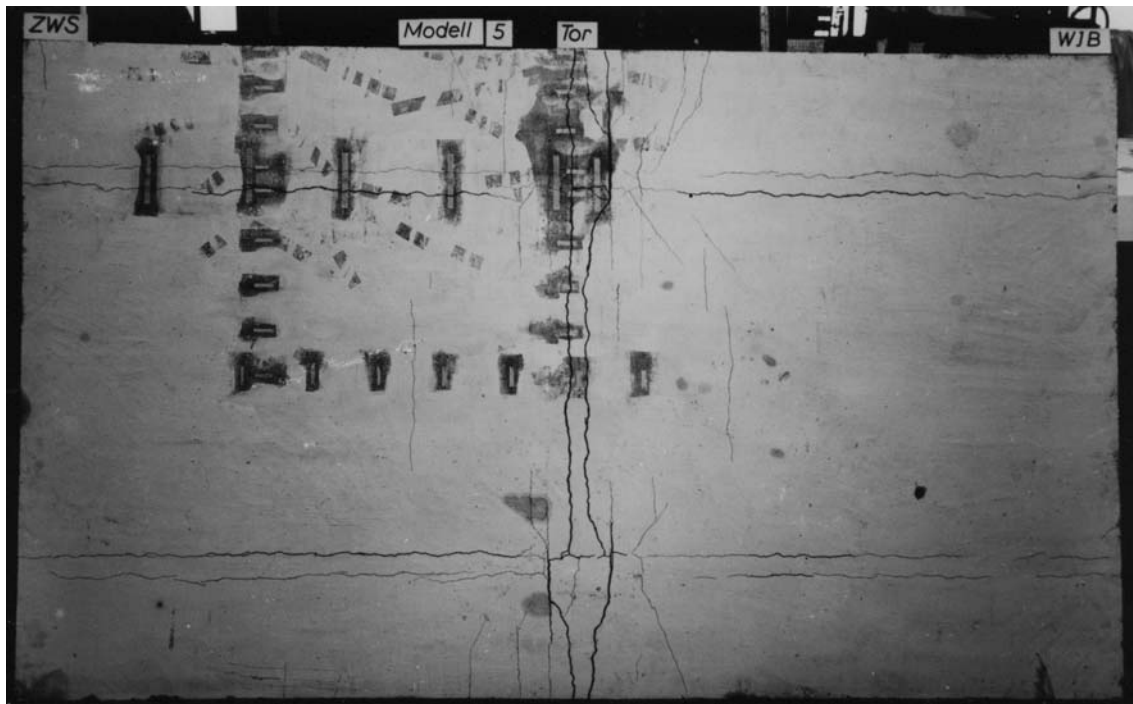


(b) Draufsicht

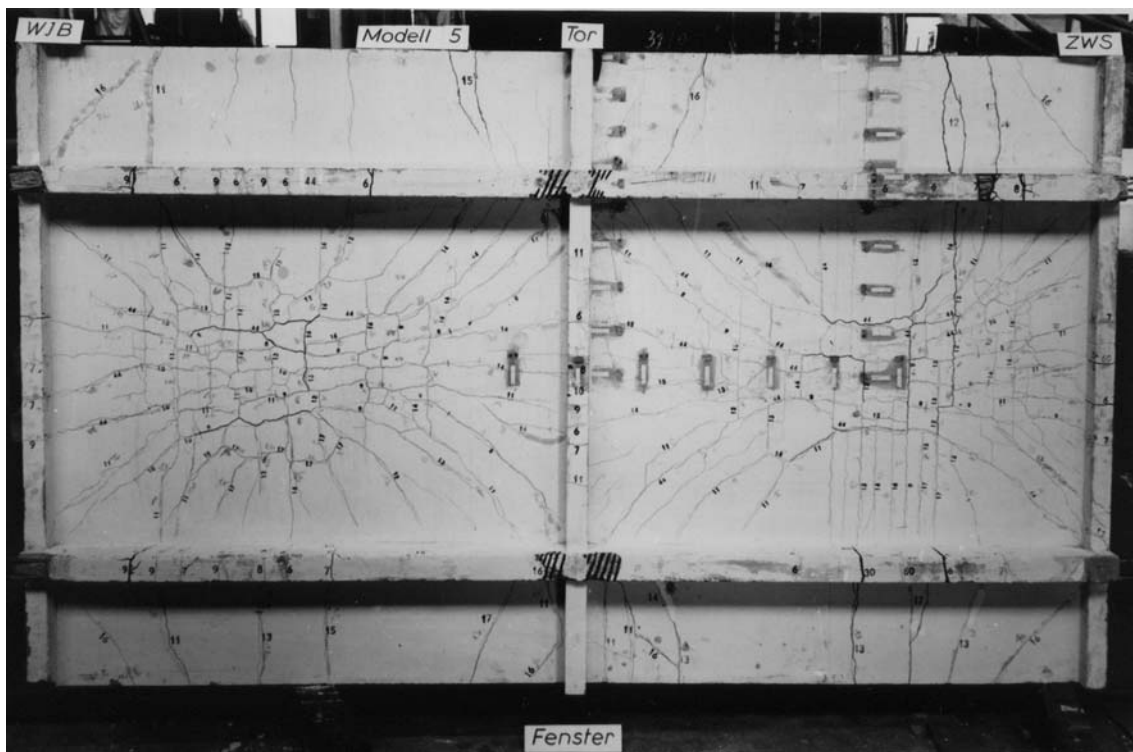


(c) Untersicht

Bild 3.73: Bruchbilder für Modell 4/3 – zweistegiger Plattenbalken mit Querträgern in den Auflagerachsen unter Linienlast. Seitenverhältnis der Innenplatten $l_x/l_y = 2$

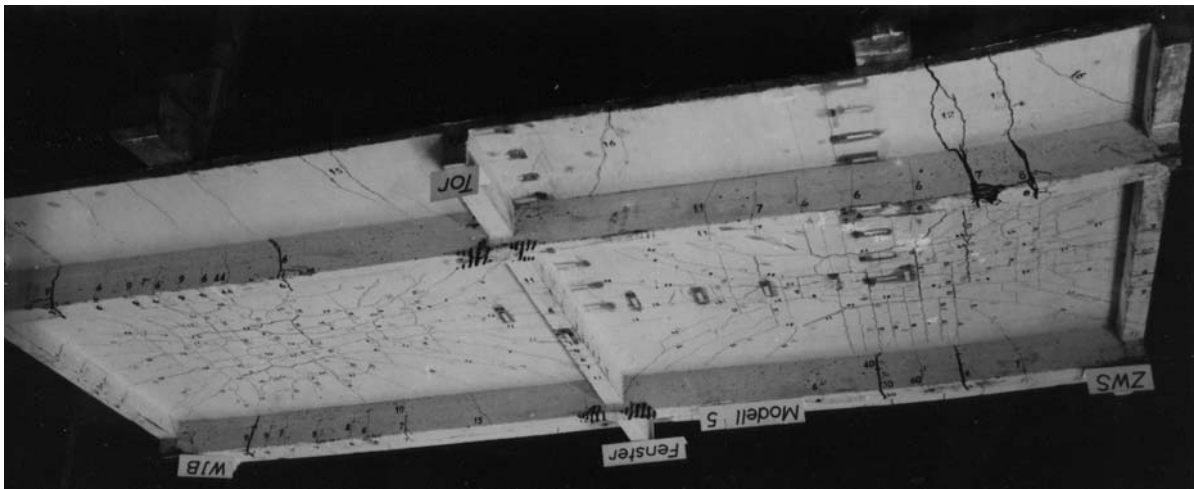


(a) Draufsicht

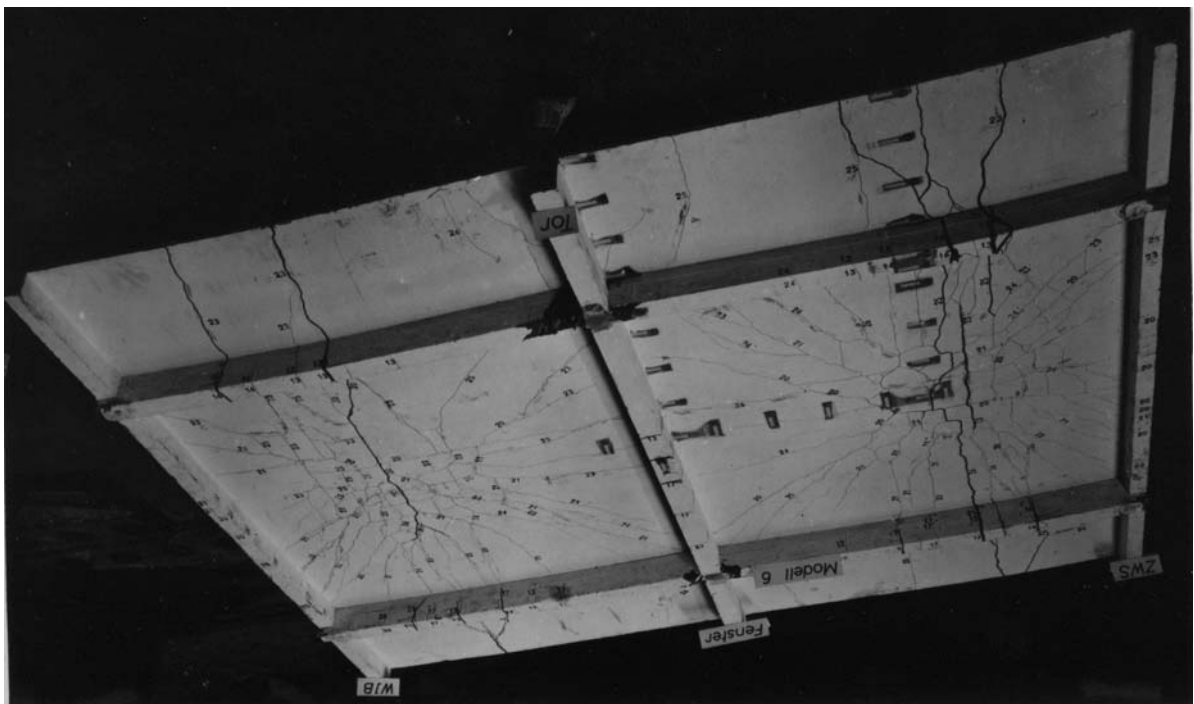


(b) Untersicht

Bild 3.74: Bruchbilder für Modell 5 – zweistegiger Plattenbalken mit Querträgern in den Auflagerachsen unter Flächenlast, Seitenverhältnis der Innenplatte $l_x/l_y = 1,5$. Schräge Untersichten siehe Bild 3.75(a)



(a) Modell 5, Seitenverhältnis der Innenplatte $l_x/l_y = 1,5$



(b) Modell 6, Seitenverhältnis der Innenplatte $l_x/l_y = 1$

Bild 3.75: Schräge Untersichten für die beiden großen Modelle 5 und 6



Bild 3.76: Bruchbild (Draufsicht) für Modell 6 – zweistegiger Plattenbalken mit Querträgern in den Auflagerrachsen unter Flächenlast, Seitenverhältnis der Innenplatte $l_x/l_y = 1$. Schräge Untersichten siehe Bild 3.75(b)

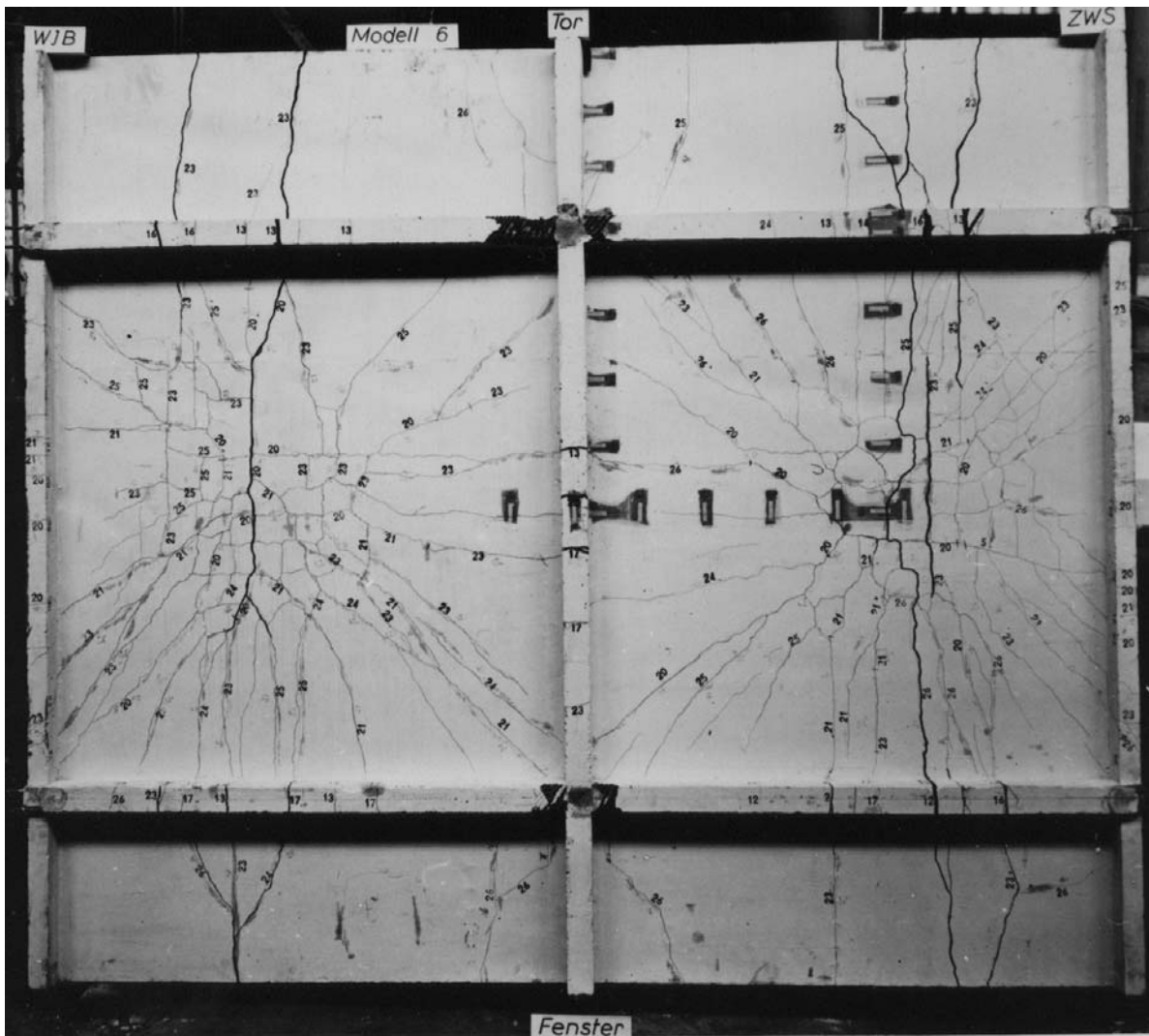


Bild 3.77: Bruchbild (Untersicht) für Modell 6 – zweistegiger Plattenbalken mit Querträgern in den Auflagerachsen unter Flächenlast, Seitenverhältnis der Innenplatte $l_x/l_y = 1$

4 Zusammenfassung

Die Modellversuche bestätigten, wie auch schon in [10] nachgewiesen, die grundsätzliche Eignung des Feinkornbetons zur Untersuchung von Stahlbetonkonstruktionen im Zustand II. Als wichtiges Ergebnis wurden in [12] Tabellen für die Biegesteifigkeit im Zustand II veröffentlicht.

Von besonderer Bedeutung waren die Ergebnisse hinsichtlich des Einflusses der Rißbildung in der Platte unter Flächenlasten auf die mitwirkende Plattenbreite. Es zeigte sich, daß im allgemeinen Hochbau dieser Einfluß vernachlässigt werden kann, weil die Verformungen der Platten bis nahe zum Versagen gering bleiben. Die Plattendurchbiegungen bewirken eine stärkere Verringerung der mitwirkenden Plattenbreite als die Rißbildung. Hierfür wurde in [11] eine Näherung angegeben, die bei der Bemessung hochbelasteter Platten angewendet werden kann, sofern nicht durch die moderne Rechentechnik analytische Lösungen möglich sind.

Bedeutsamer als diese damals interessanten Aussagen ist es jedoch, das umfangreiche Bildmaterial für eine weitere Nutzung in der Lehre zu erhalten, weil die abgebildeten Bruchbilder den Studierenden die grundlegenden Erkenntnisse zum Tragverhalten des Stahlbetons vermitteln können.

5 Literaturverzeichnis

- [1] CEB-Arbeitskreis 9 „T-Balken“: Studie über die Berechnung von T-Querschnitten (Plattenbalkenquerschnitten) unter Berücksichtigung der derzeitigen Normen. In: *CEB-Bulletin d' Information*. Nr. 8, November 1958, S. 3–32 (Texte allemand)
- [2] CEB-Arbeitskreis 9 „T-Balken“: Bericht der Kommission auf der 5. Sitzung in Wien im April 1959. Anlage 1: Berücksichtigung der Biegesteifigkeit der Platte. Anlage 2: Plattenbalken-Modelle aus bewehrtem Gips (Versuchsprogramm). In: *CEB-Bulletin d' Information*. Nr. 18, April 1959, S. 1–41 (Texte allemand)
- [3] CEB-Arbeitskreis 9 „T-Balken“: Poutres en T (Ergebnisse der 5. Sitzung in Wien im April 1959). In: *CEB-Bulletin d' Information*. Nr. 25, Juli 1960, S. 9.00-9.23
- [4] CEB-Arbeitskreis 9 „T-Balken“: Bericht der Kommission auf der 6. Sitzung in Monaco im Januar 1961. I) Weitere theoretische Untersuchungen. II) Versuche an Gipsmodellen (Versuchsbericht). In: *CEB-Bulletin d' Information*. Nr. 32, April 1961, S. 38–97 (Texte allemand)
- [5] Brendel, G.: Die Tragfähigkeit der Druckplatte von T-Balken aus Stahlbeton bei einfacher Biegung. In: *Bauplanung-Bautechnik* **13** (1959) H. 10, S. 458–464 und in: *ACI-Journal* No. 61-3, S. 57–76
- [6] Brendel, G.: Die „mitwirkende Plattenbreite“ nach Theorie und Versuch. In: *Beton- und Stahlbetonbau* **55** (1960) H. 8, S. 177–185
- [7] Brendel, G.: Modellversuche an zweistegigen Plattenbalken. In: *Bauplanung-Bautechnik* **16** (1962) H. 7, S. 338–339
- [8] Wiese, H. (Bearbeiter): *Berechnungsgrundlagen für durchlaufende Plattenbalken*. Abschlußbericht zum Forschungsthema Nr. 4507072/5-08/3 Z0, Lehrstuhl für Stahlbeton, Spannbeton und Massivbrücken der TU Dresden : Dresden, September 1965 – Nicht mehr vorhanden
- [9] Wiese, H.: *Das Verhalten von Stahlbetonplattenbalken bei Rißbildung auf Grund theoretischer und praktischer Untersuchungen*. TU Dresden, Dresden 1967 – Dissertation
- [10] Paul, F.; Wiese, H.: Feinkornbeton als Modellwerkstoff zur Lösung von Problemen des Stahlbetons im Zustand I, II und III. *Bauplanung-Bautechnik* **21** (1967) H. 5, S. 234–239
- [11] Wiese, H.: Einfluß der Rißbildung auf die mitwirkende Plattenbreite. *Bauplanung-Bautechnik* **22** (1968) H. 8, S. 389–393
- [12] Wiese, H.: Biegesteifigkeit von Stahlbetonbalken im Zustand II. *Bauplanung-Bautechnik* **23** (1969) H. 11, S. 550–553
- [13] Stritzke, J.: *Beitrag zur wirklichkeitsnahen Erfassung des Spannungs- und Formänderungsverhaltens vorgespannter Plattenbalken* TU Dresden, Dresden 1974 – Dissertation
- [14] Stritzke, J.: *Beitrag zur wirklichkeitsnahen Erfassung des Spannungs- und Formänderungsverhaltens vorgespannter Plattenbalken* Wiss. Zeitschrift der TU Dresden 26 (1977) H. 5, S. 921–927
- [15] Leonhardt, F.; Walther, R.: Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung. DAfStb-Heft 151: Berlin 1962
- [16] Paul, F.: Messung der Formänderungen von Bewehrungsstählen ohne Störung des Betonquerschnittes bzw. des Verbundes. *Bauplanung-Bautechnik* **16** (1962) H. 4, S. 171–174

- [17] Paul, F.: Messen der Stahldehnungen von Bewehrungsstählen ohne Störung des Verbundes. *Bauplanung-Bautechnik* **20** (1966) H. 2, S. 76–78
- [18] Wiese, H.: *Lehrbriefe für das 5. und 6. Semester im Direktstudium*. TU Dresden, Lehrstuhl/Institut für Massivbau, Eigenverlag.
Teil 1: DIN 1045 und DIN 1045-1. November 2002
Teil 3: Vorschriften der DDR. November 2005
Übungen Teil 1: Nach DIN 1045 07/88. Oktober 2004
Übungen Teil 2: Nach DIN 1045-1 07/01. Dezember 2001
Übungen Teil 3: Nach den Vorschriften der DDR. Dezember 2006